



# COMUNE DI CALESTANO

## PROVINCIA DI PARMA

### PROGETTO :

INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA SCUOLA SECONDARIA DI I° GRADO, MEDIANTE  
OPERE DI MIGLIORAMENTO SISMICO, ARCHITETTONICO ED AMPLIAMENTO STRUTTURALE.  
PNRR M4C1 - I 3.3 MINISTERO ISTRUZIONE  
CUP I83H19000400001

### UBICAZIONE :

VIA ROMA n. 12 - CALESTANO (PR)

### PROGETTO :

ESECUTIVO

### OGGETTO :

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI  
DEL PROGETTO STRUTTURALE GENERALE

### TAVOLA :

# STR.01

DATA : 30 SETTEMBRE 2022

SCALA :

-

REV :

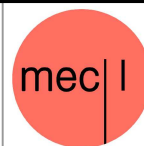
-



### PROGETTISTA :

## ING. MARTINA ELEONORA CONCARI

con studio in Via Duca Alessandro, 11 - 43123 Parma (PR)



### COLLABORATORI :

ING. SIMONE LEONI

con studio in Strada per Parma, 35/H3 - Loc. Pilastro - 43013 Langhirano (PR)

ARCH. FRANCESCO PAVESI

con studio in Via Pablo, 2/2 - Loc. Torrechiera - 43013 Langhirano (PR)

ING. FILIPPO PANICIERI

con studio in Via Marconi, 8 - 43035 Felino (PR)

### PROGETTO IMPIANTI MECCANICI ED ELETTRICI :

ING. ANGELO NASO

con studio in Via Duca Alessandro, 11 - 43123 Parma (PR)

ING. GIAMPAOLO VECCHI

con studio in Via Mazzini, 22 - 43013 Langhirano (PR)

<b>1 - ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....</b>	<b>3</b>
1.1–PREMESSA.....	3
1.2 - DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO.....	3
1.3 - DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE.....	5
1.4 - DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA.....	11
1.4.1 – Analisi storico critica.....	17
1.4.2 – Esito del rilievo geometrico-strutturale.....	17
1.4.3 – Prove in situ ed indagini effettuate.....	23
1.4.4 – Rilievo del quadro fessurativo.....	24
1.4.5 – Descrizione generale delle nuove realizzazioni.....	24
1.5 – DESTINAZIONI D’USO.....	24
1.6 - NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI.....	24
1.7 - DEFINIZIONE DEI PARAMETRI PER LA VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA’ SISMICA DI BASE DEL SITO ..	25
1.8 – LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	30
1.9 - DESCRIZIONE DEI MATERIALI.....	32
1.9.1 – Stato di fatto.....	32
1.9.2 – Stato di progetto.....	35
1.9.3 – Nuove realizzazioni.....	40
1.10 - DESCRIZIONE DELLE SEZIONI .....	41
1.10.1 – Sezioni nuove realizzazioni.....	41
1.11 - ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE .....	42
1.11.1 – Condizioni di regolarità [§ 7.2.2].....	45
1.11.2 – Classe di duttilità .....	47
1.11.3 – Calcolo del fattore di comportamento.....	47
1.11.4 – Classe di esecuzione.....	47
1.12 – AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE E CARICHI APPLICATI ALLA STRUTTURA .....	49
1.12.1 – Stato di fatto.....	50
1.12.2 – Stato di progetto.....	53
1.12.3 – Nuove realizzazioni.....	53
1.13 – CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....	69
1.14 – COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO.....	76
1.14.1 – Casi di carico Nuove realizzazioni .....	83
1.14.2 – Principali combinazioni delle azioni Nuove realizzazioni.....	86
1.15 – DESCRIZIONE DELLA METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI .....	119
1.15.1 – Descrizione software PCM 2022 .....	124
1.15.2 – Nuove Realizzazioni .....	130
1.16 – RAPPRESENTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE E SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA .....	131
1.16.1 – Stato di fatto.....	132
1.16.1.1 – Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche .....	132
1.16.1.2 – Analisi modale.....	135
1.16.1.3 – Analisi statica non sismica.....	137
1.16.1.5 – Analisi pushover .....	143
1.16.2 – Stato di progetto.....	148
1.16.2.1 – Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche .....	148
1.16.2.2 – Analisi modale.....	152
1.16.2.3 – Analisi statica non sismica.....	154
1.16.2.4 – Analisi dinamica modale (verifiche fuori piano) .....	160
1.16.2.5 – Analisi pushover .....	161
1.16.3 – Riassunto dell’intervento di miglioramento.....	175
1.16.4 – Nuove realizzazioni .....	183
1.16.4.1 – Scala antincendio.....	183
1.16.4.2 – Vano ascensore.....	202
1.16.4.3 – Locale tecnico .....	217
1.17 – VERIFICA SOLAI ESISTENTI E CONSOLIDAMENTO TERZO SOLAIO .....	227



---

1.17.1 – Verifiche solai esistenti .....	227
1.17.2 – Consolidamento terzo solaio.....	231
1.17.2.1 – Verifica sismica della soletta in c.a. ....	235
1.17.3 – Verifica Soletta vano ascensore .....	236
<b>1.18 – VERIFICA ELEMENTI SECONDARI.....</b>	<b>238</b>
1.18.1 – Verifica delle pareti divisorie interne di nuova realizzazione .....	238
1.18.2 – Consolidamento pareti divisorie esistenti .....	238
1.18.3 – Verifica controsoffitti .....	240
1.18.4 – Verifica fissaggio serramenti e arredi .....	242
<b>1.19 - CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO .....</b>	<b>243</b>
1.19.1 – Giudizio motivato di accettabilità dei risultati fabbricato esistente .....	245
1.19.1 – Giudizio motivato di accettabilità dei risultati nuove realizzazioni.....	248
<b>1.20 – STRUTTURE DI FONDAZIONE E CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE .....</b>	<b>250</b>
1.20.1 – Strutture di fondazione nuove realizzazioni.....	251
<b>1.21 – CATEGORIA DI INTERVENTO .....</b>	<b>264</b>
<b>1.22 - DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE.....</b>	<b>264</b>
<b>1.23 - DETERMINAZIONE DEI LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....</b>	<b>264</b>
<b>1.24 - RISULTATI DEL CONFRONTO TRA LIVELLI DI SICUREZZA PRE E POST INTERVENTO .....</b>	<b>264</b>

## 1 - ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

### 1.1–PREMESSA

La presente relazione è stata redatta su incarico dell'amministrazione Comunale di Calestano ed è relativa all' **"INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA SCUOLA SECONDARIA DI 1° GRADO, MEDIANTE OPERE DI MIGLIORAMENTO SISMICO, ARCHITETTONICO ED AMPLIAMENTO STRUTTURALE – CUP I83H19000400001"** sita a Calestano (PR), Via Roma n° 12.

L'intervento verte sulla ristrutturazione dell'edificio scolastico, strutturalmente autonomo, con struttura in muratura portante e telai in c.a. interni che sarà oggetto di intervento di miglioramento sismico ai sensi del D.M. 17/01/2018.

Gli interventi previsti sono descritti al successivo paragrafo 1.4.

Il terreno sul quale è stato edificato l'edificio è censito al Catasto Fabbricati del Comune Calestano (PR) al foglio 25, mappale 468.

Gli interventi strutturali di miglioramento sismico progettati:

- non comportano sopraelevazioni della costruzione;
- non comportano ampliamenti della costruzione;
- non apportano variazione di classe e/o destinazione d'uso con incremento di carico in fondazione superiore al 10%;
- non trasformano la costruzione in modo che diventi un organismo edilizio diverso dal precedente.

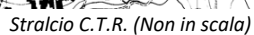
Pertanto, in accordo al § 8.4.3 delle N.T.C. 2018, non è richiesto di procedere all'adeguamento sismico della costruzione.

Sono previste inoltre tre strutture di nuova costruzione separate dal fabbricato principale mediante giunto sismico. In particolare saranno realizzati una nuova scala metallica antincendio, un locale tecnico per gli impianti e un vano ascensore per il fabbricato scolastico.

### 1.2 - DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO

L'edificio è ubicato in prossimità del centro abitato di Calestano in adiacenza al parco comunale. Esso si colloca nel plesso scolastico del Capoluogo, unitamente alla scuola Elementare ed alla Palestra, risultando in ogni caso indipendente, strutturalmente, da questi. Il sito è pianeggiante ed è posto ad un'altitudine di circa 400 m s.l.m. L'accesso carraio e pedonale si trovano su Via Roma, la quale mette in collegamento l'immobile con i Comuni limitrofi e le principali arterie della provincia di Parma.

Di seguito si riporta lo stralcio della C.T.R. e l'estratto di mappa catastale.



### 1.3 - DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

#### Inquadramento geologico e descrizione delle formazioni presenti nell'area di studio

L'Appennino Settentrionale risulta dalla sovrapposizione tettonica di due grandi insiemi, diversi per litologia, struttura ed origine paleogeografica: un Insieme Esterno Umbro-Toscano ed un insieme Interno Ligure-Emiliano.

L'insieme Esterno è costituito essenzialmente da uno zoccolo continentale appartenente alla Placca Apula su cui poggiano, anche se scollate e deformate, le successioni mesozoico terziarie che ne rappresentano l'originale copertura sedimentaria.

L'Insieme Interno consta di una serie di unità tettoniche che, per la presenza di ofioliti (rocce ignee tipiche della litosfera oceanica) si sono invece originate in un oceano estendendosi eventualmente anche sulla parte più assottigliata dei margini continentali adiacenti. Queste unità hanno comunque abbandonato il loro substrato originario che è scomparso in subduzione, per sovrascorrere da ovest verso est (vergenza appenninica) sull'Insieme Esterno, che ha avuto ruolo di avanpaese, costituendo perciò una coltre alloctona.

L'insieme Interno comprende due domini detti rispettivamente Ligure Interno e Ligure Esterno (Liguridi), separati da un contatto tettonico lungo il quale il primo si accavalla sul secondo, poggiando per il resto anche sulla Falda Toscana con la sola interposizione dell'Unità di Canetolo. Pur essendo entrambe caratterizzati dalla presenza di ofioliti, queste assumono un differente significato. Mentre nelle Liguridi Interne hanno caratteristiche sicuramente oceaniche (le maggiori masse ofiolitiche si trovano ancora in posizione primaria alla base della successione sedimentaria) nelle Liguridi Esterne non si conoscono ofioliti che costituiscano sicuramente la base della successione, ma compaiono invece come masse scivolte in gran parte nel bacino di sedimentazione ligure del Cretacico superiore e pertanto intercalate in quei sedimenti. Tali depositi rimaneggiati sono un indizio della vicinanza di un rilievo oceanico tettonicamente attivo situato verosimilmente fra Ligure Interno ed Esterno. A questo rilievo ipotetico (Cretacico superiore) che avrebbe in qualche modo separato i due domini è stato dato il nome di "Ruga del Bracco".

Il Dominio Ligure Esterno comprende esclusivamente unità alloctone che hanno abbandonato il loro substrato originario e risultano abitualmente distinti nei Complessi di base di età per lo più compresa tra l'Albiano ed il Campaniano inferiore e delle formazioni torbiditiche a dominante calcarea conosciute come flysch ad elmintoidi (Campaniano-Paleocene). Questi nella sola fascia esterna sono seguiti da altri flysch anch'essi calcarei, di età paleocenico-eocenica.

L'area oggetto di studio ricade nel Dominio Ligure Esterno ed in particolare nella zona più esterna chiamata anche "Emiliana" caratterizzata dalla comparsa di unità tettoniche (M. Caio, Solignano, M. Cassio, ecc.) in cui i clasti ofiolitici diventano una componente occasionale o sono addirittura assenti. Nei "Complessi di base" compaiono invece estese formazioni terrigene silicoclastiche, quali le Arenarie di Ostia, di Scabiazza, le Argille di San Siro, di provenienza continentale. Infine, mentre nella zona più interna (sempre del Dominio Ligure Esterno) la sedimentazione termina con il flysch ad elmintoidi alla fine del Maastrichtiano o all'inizio del Paleocene, nella Zona Emiliana la successione si completa con potentissimi flysch paleocenicoeocenici che, dopo essersi parzialmente sedimentati sul flysch ad elmintoidi, sono stati in buona parte scollati per costruire unità a se stanti (M. Sporno, Farini d'Olmo, Val Luretta, ecc.). A partire dal Miocene superiore sul versante padano continua la compressione con la migrazione verso nord, nord-est del fronte di accavallamento appenninico, con la formazione di bacini fluvio-lacustri plio-pleistocenici. Le successioni sedimentarie di tutti questi bacini, sono molto simili e costituite da depositi detritici. Esse cominciano sempre con peliti basali grigiastre contenenti livelli ligniferi seguiti da sabbie e conglomerati, mostrando così una stessa tendenza evolutiva, da una fase francamente lacustre e/o palustre ad una di piana alluvionale intermontana.

Sul quaternario marino si verifica in questo modo (netta discordanza angolare) la deposizione dei sistemi deposizionali fluviali del Mindel, del Riss e del Wurm, cui succedono le alluvioni medie e recenti.

#### Descrizione delle Formazioni nell'area di studio

Il Supersintema Emiliano-Romagnolo, affiorante con i suoi terreni più antichi sul margine appenninico padano è stato suddiviso in due unità principali, denominate come segue:

- Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore, **AES**
- Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore, **AEI**



Queste due unità sono separate, in corrispondenza del margine appenninico, da una superficie di discontinuità, spesso con discordanza angolare ed erosione, testimonianza di una fase tettonica regionale databile alla fine del Pleistocene inferiore.

#### **Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES)**

Si tratta di un'unità alluvionale, terrazzata, costituita da ghiaie prevalenti in corrispondenza degli apparati fluviali principali (depositi di conoide e depositi intravallivi terrazzati), passanti a limi prevalenti con rare intercalazioni di sabbia e ghiaia nelle aree di interconoide. L'età complessiva dell'unità è Pleistocene medio - Olocene.

spessore massimo di circa 100 m;

spessore minimo di circa 20 m

L'AES risulta suddivisibile in 5 Subsistemi, affioranti a quote progressivamente decrescenti lungo il margine appenninico; in ordine crescente di età:

- Subsistema di Ravenna – **AES8** (che comprende l'unità di Modena **AES8a**)
- Subsistema di Villa Verucchio - **AES7** (suddiviso nell'unità di Vignola -**AES7b** e di Niviano -**AES7a**)
- Subsistema di Agazzano - **AES3**
- Subsistema di Maiatico - **AES2** (suddiviso nell'unità di Fico Rosso - **AES2b** e di Miano - **AES2a**)
- Subsistema di Monterlinzana - **AES1**

La sedimentazione dell'AES prende inizio al termine di un evento minore, ancorché regionale, di sollevamento delle strutture compressive appenniniche, registrato in affioramento da una superficie di discontinuità erosiva. Tale superficie, riconoscibile anche nei profili sismici, risulta particolarmente evidente in corrispondenza dei principali fronti strutturali sepolti.

#### **Subsistema di Ravenna (AES8)**

Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi:

depositi intravallivi terrazzati. Il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m ed è di tipo A/Bw/Bk (C).

Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 m. (Pleistocene sup. – Olocene)

#### **AES8a - Unità di Modena**

Nei settori intravallivi ghiaie prevalenti organizzate in 2 ordini di terrazzi alluvionali. Negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale ghiaie, sabbie, limi ed argille. Limite superiore sempre affiorante dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro privo di reperti archeologici romani, o più antichi, non rimaneggiati. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intra Spessore massimo in pianura 7 metri, nel sottosuolo circa 10m. (Età post-romana (IV-VI sec. d.C. - Attuale; datazione archeologica).)

#### **SUCCESSIONE EPILOGURE**

##### **FYS3 – Flysch di Monte Sporno – membro di Calestano**

Marne e marne argillose grigie a frattura da conoide a poliedrica e marne siltose fogliettate, grigio scuro-verdastre, in strati spessi e molto spessi, intercalate a set di strati sottili e medi di areniti medie grigio-nocciola e peliti brune. Alla base degli strati marnosi sono talora presenti calcari e calcari marnosi color crema, in strati medi laminati ben stratificati. Rari livelli marnosi rosati verso il tetto del membro. Contatto graduale con FYS2. Potenza stimata 350 m circa. (Luteziano)

##### **FYS2 – Flysch di Monte Sporno – membro di Armorano**

Calcari marnosi e calcari chiari in strati da medi a molto spessi, a base spesso calcarenitica grigio-verde, e marne e marne argillose grigio-nocciola in sequenze plurimetrie, alternati ad areniti e peliti marnose grigio scure in strati sottili e medi. Sono presenti alcuni livelli marnosi rosati. I calcari presentano talora livelli o liste di selce bruna, come pure base biocalcarenitica grigio-verde, con lamine parallele e ripples, localmente biocalciruditica con numerosi macroforaminiferi

(Nummuliti e Orbitoidi). Localmente presente una facies caotica spessa poche decine di metri, costituita da argille scagliettate grigie e rossastre, inglobanti caoticamente lembi di calcare fine, chiaro, ed arenarie fini e medie, nocciola. Spessore parziale massimo 1200 m.  
(Ypresiano - Luteziano)

#### Assetto morfologico, idrografico e litostratigrafico locale

L'area in oggetto di studio si trova ad un'altezza di circa 400 metri s.l.m. e risulta inserita in un contesto pianeggiante tipico dei terrazzi alluvionali dei torrenti appenninici, in cui i vari ordini di terrazzi quaternari, separati tra loro da gradini morfologici, si raccordano, con le blande pendenze che li caratterizzano ( $1^{\circ}$ - $2^{\circ}$ ), con l'alveo dei sistemi torrentizi attuali. Come riportato nella relazione geologica nel complesso l'area di studio risulta essere, per tutte le caratteristiche al contorno, assolutamente stabile e con bassissima predisposizione al dissesto.

Al contorno dell'area, l'idrografia di superficie è caratterizzata dal Rio Moneglie, che scorre ad una distanza di circa 40 m verso nord-est, e dal Torrente Baganza, posto ad una distanza di circa 300 m verso nord-ovest e che scorre nel tratto d'interesse con direzione verso nord-est.

Nella definizione del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni 2019 (Direttiva 2007/60/CE e D.Lgs. 49/2010 – Secondo Ciclo) – l'area oggetto di studio ricade all'interno dello scenario di pericolosità di esondazione bassa, con alluvioni di scarsa probabilità o scenari di eventi estremi, e classe di rischio media (R2).

Nel corso delle indagini effettuate non si è osservata la presenza di un sistema di circolazione idrica al di sotto del piano campagna. Tuttavia, come verificato nel corso di indagini realizzate in analoghi contesti stratigrafici, è possibile l'instaurarsi di altri sistemi di circolazione sub-superficiale, attestati nei livelli a maggior granulometria. Tali sistemi di circolazione pur potendo considerare il substrato superficiale come scarsamente permeabile, è resa possibile dalle condizioni di infiltrazione efficace presenti nella coltre dei terreni argillosi, proprio per le fessurazioni che in essi si producono in seguito ai cicli di essiccazione/imbibizione (contrazione/rigonfiamento). Questi sistemi risultano pertanto caratterizzati da una forte stagionalità con lenti freatiche superficiali e discontinue, caratterizzate da livelli di soggiacenza assai variabili.

L'area di studio, così come riportato nella cartografia tematica esistente (Carta Geologica Regione Emilia-Romagna scala 1:10.000 Sezione 200 130), si colloca in corrispondenza dei depositi alluvionali intravallivi AES8a – Unità di Modena, costituiti in prevalenza da ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argilloso discontinua.

Questi depositi alluvionali ricoprono il substrato roccioso del Flysch di Monte Sporno – Membro di Calestano – FYS3, composto da alternanze di arenarie cementate, calcareniti e calcilutiti con livelli pelitici. Questi depositi sono cartografati come detrito di falda dt all'interno della Carta Geologica d'Italia 1:100.000 foglio 85 Parma.

#### Indagini geognostiche

Le caratteristiche geolitologiche dei terreni di fondazione sono state investigate mediante la realizzazione di prove penetrometriche. La presenza di uno strato superficiale molto compatto e di orizzonti ghiaiosi pochi metri al di sotto del piano campagna ha di fatto obbligato alla realizzazione di indagini di tipo dinamico, non essendo possibile l'ancoraggio dell'attrezzatura per le prove penetrometriche di tipo statico.

Sono state realizzate complessivamente due prove penetrometriche di tipo dinamico andate a rifiuto ad una scarsa profondità, ma in linea con il contesto stratigrafico ipotizzabile nel contesto indagato.

Al fine di caratterizzare in termini di risposta sismica locale il terreno su cui insiste il fabbricato in oggetto, è stata eseguita un'indagine geofisica allo scopo di determinare l'andamento delle velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) in funzione della profondità. Nello specifico, è stata condotta una prova sismica attiva del tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), in funzione della quale è stato possibile definire il profilo di velocità delle onde di taglio, nonché la determinazione della  $V_{s30}$  e della categoria di sottosuolo, secondo quanto previsto dalle Norme in vigore.

Dai risultati delle prove si è evinto che la **Categoria del sottosuolo** è di **tipo C** poiché  $V_{s30} = 344$  m/s “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*”.

La categoria topografica dei terreni avendo morfologia pianeggiante è la **T1** alla quale corrisponde un fattore di amplificazione topografica **S<sub>T</sub> pari a 1,0**.

Successivamente, in seguito all'attuale conferimento di incarico per la progettazione del miglioramento sismico dell'edificio in parola, si è proceduto ad effettuare – così come indicato dalle NTC 2018 in funzione della categoria dell'opera - uno studio dedicato legato alla definizione della Risposta Sismica Locale con metodo rigido per un edificio di classe d'uso III. In tale ambito il Geologo ha fornito alla Scrivente i parametri degli spettri parametrizzati. Nel seguito si riportano i dati in forma tabulata e, successivamente, i grafici degli spettri forniti; per una più approfondita trattazione si rimanda alla relazione del geologo allegata alla presente.

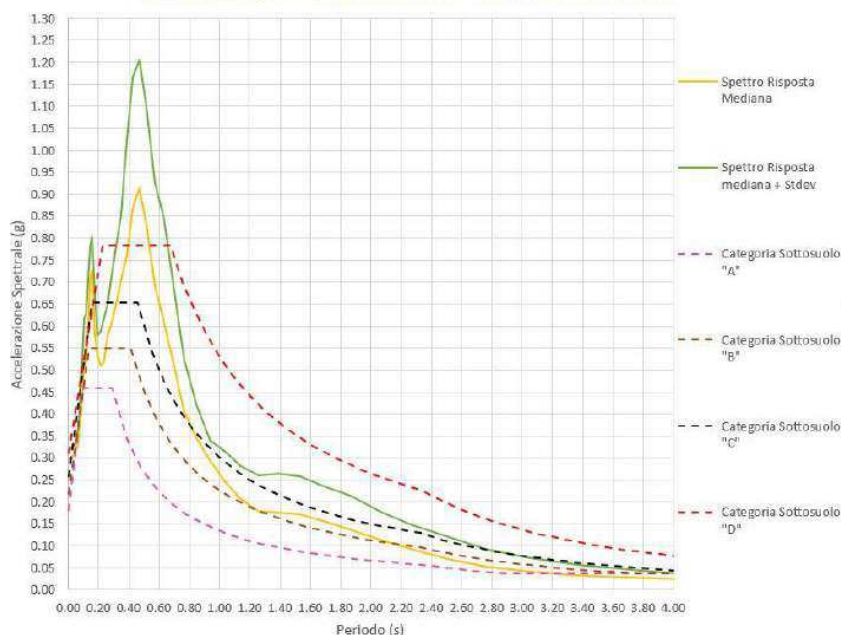
Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)	Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)
0.0100	0.2983	0.3214	0.2593	0.5750	0.6492
0.0110	0.2984	0.3215	0.2861	0.6041	0.7099
0.0122	0.2986	0.3216	0.3158	0.6512	0.7842
0.0134	0.2987	0.3218	0.3486	0.7045	0.8516
0.0148	0.2989	0.3221	0.3847	0.7600	1.0215
0.0164	0.2992	0.3224	0.4246	0.8673	1.1666
0.0181	0.2995	0.3227	0.4686	0.9132	1.2060
0.0199	0.2999	0.3232	0.5172	0.8332	1.0992
0.0220	0.3004	0.3237	0.5708	0.6906	0.9244
0.0243	0.3011	0.3248	0.6300	0.6103	0.8481
0.0268	0.3021	0.3253	0.6953	0.5158	0.6935
0.0296	0.3041	0.3271	0.7674	0.4061	0.5258
0.0327	0.3061	0.3291	0.8469	0.3443	0.4197
0.0361	0.3064	0.3290	0.9347	0.2935	0.3391
0.0398	0.3063	0.3294	1.0316	0.2461	0.3157
0.0439	0.3084	0.3344	1.1386	0.2062	0.2814
0.0485	0.3150	0.3415	1.2566	0.1788	0.2607
0.0535	0.3199	0.3408	1.3869	0.1768	0.2652
0.0590	0.3232	0.3585	1.5307	0.1711	0.2569
0.0652	0.3404	0.3679	1.6894	0.1556	0.2357
0.0719	0.3539	0.4016	1.8645	0.1369	0.2135
0.0794	0.3840	0.4528	2.0578	0.1137	0.1788
0.0876	0.4081	0.4698	2.2711	0.0917	0.1473
0.0967	0.4825	0.5737	2.5066	0.0711	0.1198
0.1067	0.5221	0.6185	2.7665	0.0531	0.0920
0.1178	0.5156	0.6287	3.0533	0.0411	0.0716
0.1300	0.5919	0.7054	3.3698	0.0335	0.0568
0.1435	0.7058	0.7799	3.7192	0.0279	0.0450
0.1583	0.7263	0.8027	4.1048	0.0230	0.0357
0.1747	0.5796	0.6675	4.5303	0.0179	0.0282
0.1929	0.5307	0.5778	5.0000	0.0143	0.0223
0.2128	0.5089	0.5887			
0.2349	0.5155	0.6125			

*Spettro RSL per sisma orizzontale SLV*

Per la presenza di pilastri in falso sulle travi di sottotetto, nel calcolo dalla struttura è stato inserito anche il sisma verticale come richiesto al § 7.2.2 delle NTC2018. Il geologo ha fornito alla scrivente anche lo spettro SLV relativo al sisma verticale.

Per il calcolo è stata utilizzata la tipologia mediana normalizzata in quanto la scrivente la ritiene sufficiente per l'edificio in esame.

**Analisi di Risposta Sismica Locale - Simulazioni con "STRATA"**



Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)	Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)
0.0100	0.1724	0.1940	0.2349	0.2532	0.3189
0.0110	0.1728	0.1944	0.2593	0.2535	0.3338
0.0122	0.1732	0.1949	0.2861	0.2665	0.3546
0.0134	0.1738	0.1956	0.3158	0.2688	0.3835
0.0148	0.1745	0.1963	0.3486	0.2710	0.4248
0.0164	0.1755	0.1974	0.3847	0.2477	0.4175
0.0181	0.1771	0.1991	0.4246	0.1991	0.3391
0.0199	0.1799	0.2031	0.4686	0.1535	0.2486
0.0220	0.1823	0.2068	0.5172	0.1354	0.2113
0.0243	0.1895	0.2235	0.5708	0.1200	0.1928
0.0268	0.1998	0.2513	0.6300	0.0978	0.1623
0.0296	0.2092	0.2697	0.6953	0.0864	0.1421
0.0327	0.2234	0.3119	0.7674	0.0764	0.1272
0.0361	0.2233	0.2868	0.8469	0.0577	0.1029
0.0398	0.2374	0.3193	0.9347	0.0500	0.0913
0.0439	0.2320	0.2935	1.0316	0.0429	0.0787
0.0485	0.2410	0.2963	1.1386	0.0369	0.0660
0.0535	0.2613	0.3233	1.2566	0.0326	0.0560
0.0590	0.2961	0.3828	1.3869	0.0267	0.0469
0.0652	0.3251	0.4262	1.5307	0.0218	0.0369
0.0719	0.3860	0.5221	1.6894	0.0174	0.0287
0.0794	0.4461	0.6284	1.8645	0.0145	0.0227
0.0876	0.4700	0.6146	2.0578	0.0112	0.0167
0.0967	0.4622	0.6189	2.2711	0.0101	0.0150
0.1067	0.4508	0.6227	2.5066	0.0087	0.0135
0.1178	0.4992	0.6738	2.7665	0.0069	0.0105
0.1300	0.4624	0.6214	3.0533	0.0059	0.0096
0.1435	0.3921	0.5440	3.3698	0.0053	0.0082
0.1583	0.3258	0.4228	3.7192	0.0042	0.0069
0.1747	0.2952	0.3560	4.1048	0.0037	0.0060
0.1929	0.2544	0.3061	4.5303	0.0028	0.0051
0.2128	0.2572	0.3095	5.0000	0.0025	0.0045

*Spettro RSL per sisma verticale SLV*

Dalla disamina delle tabelle e degli spettri forniti si può asserire che:

- I valori di  $A_{max}$  determinati con lo studio di Risposta Sismica Locale sono superiori a quelli derivanti dall'analisi con approccio semplificato (utilizzando un terreno di categoria C desunto dalla prova MASW).

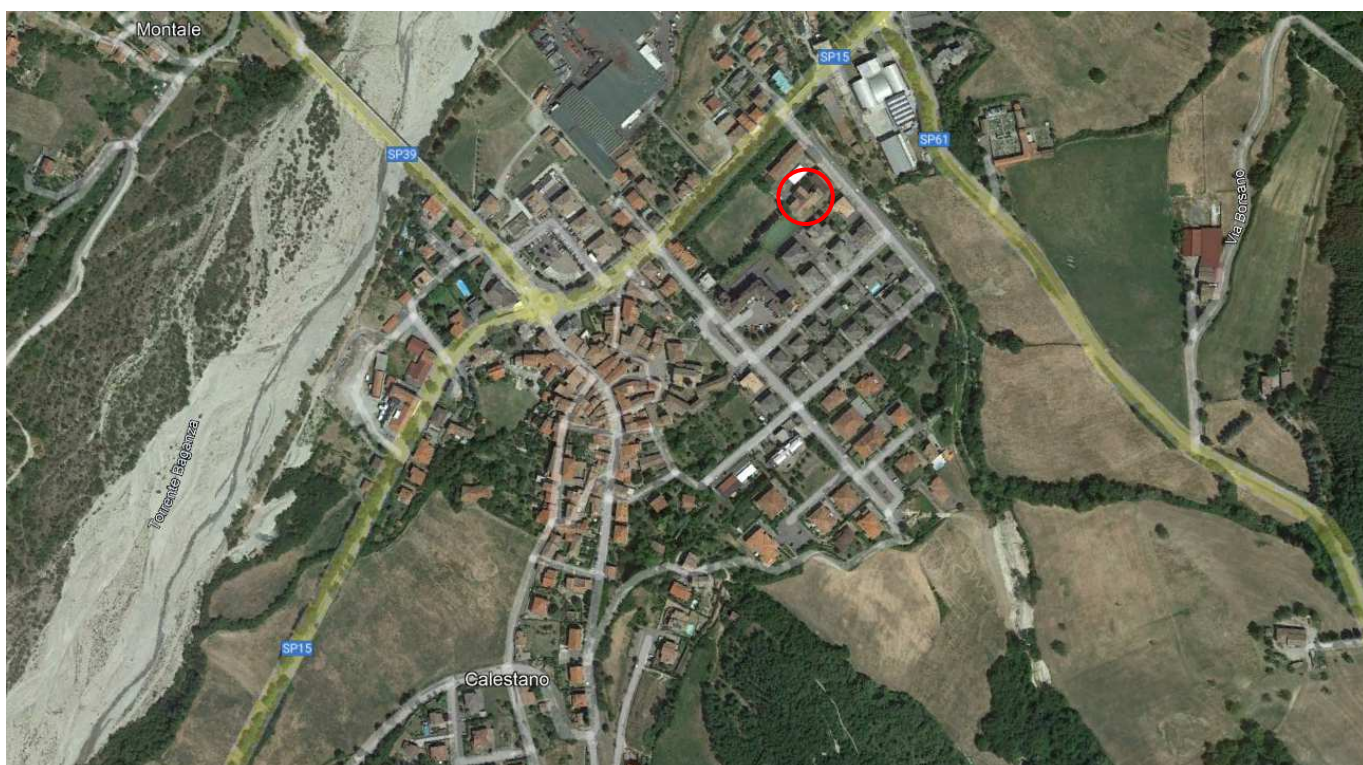


- I valori di amplificazione S determinati con lo studio di Risposta Sismica Locale sono superiori al valore “1,5” dell’approccio semplificato (utilizzando un terreno di categoria C desunto dalla prova MASW).

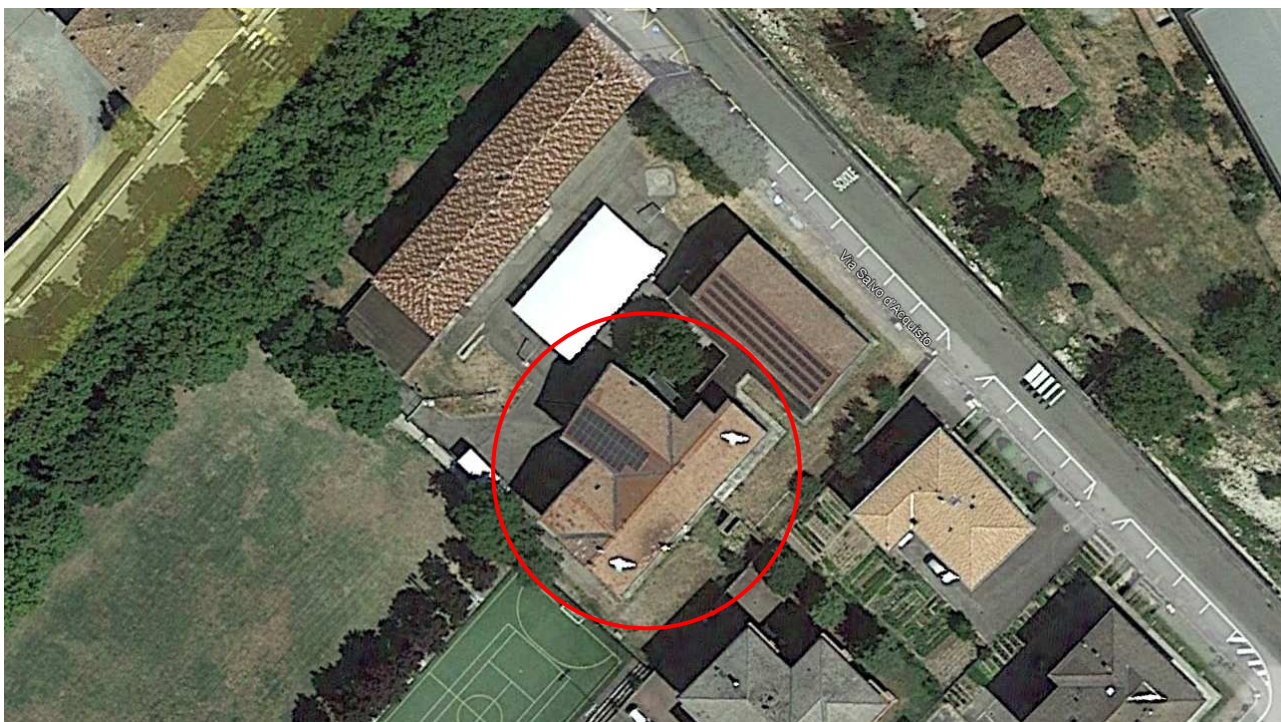
**Per le suddette motivazioni si adottano i parametri e gli spettri derivanti dallo studio di Risposta Sismica Locale per la definizione dell’azione sismica di progetto.**

#### Suscettività alla liquefazione

Come riportato nella relazione geologica, nel contesto geologico esistente, il rischio di liquefazione può essere considerato del tutto irrilevante, grazie all’analisi stratigrafica delle formazioni esistenti, che permette di escludere con assoluta certezza la presenza di litotipi sabbiosi classati suscettibili a fenomeni di liquefazione.



*Vista satellitare della zona (fonte Google Earth)*



*Vista satellitare dell'edificio (fonte Google Earth)*

#### **1.4 - DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA**

Lo stabile presenta un sedime di forma complessa, disposto su tre livelli, edificato, secondo la documentazione di appalto reperita presso l'Amministrazione, attorno alla metà degli anni 50'.

L'edificio si compone di un piano terra, che occupa solo una porzione del sedime del fabbricato, destinato ad attività complementari alla didattica. Questo, per la particolare conformazione dei terrapieni di contorno, presenta uscite a livello del terreno circostante. Ai piani primo e secondo trovano collocazione gli spazi destinati alla didattica. E' poi presente un sottotetto praticabile per le sole operazioni di manutenzione accessibile attraverso un "passo d'uomo" situato nel ripostiglio a piano secondo.

Il collegamento verticale è garantito da un'unica scala che serve tutti i livelli, ad esclusione del sottotetto.

Esternamente è presente una scala di sicurezza metallica. L'ingresso principale è sul fronte ovest.

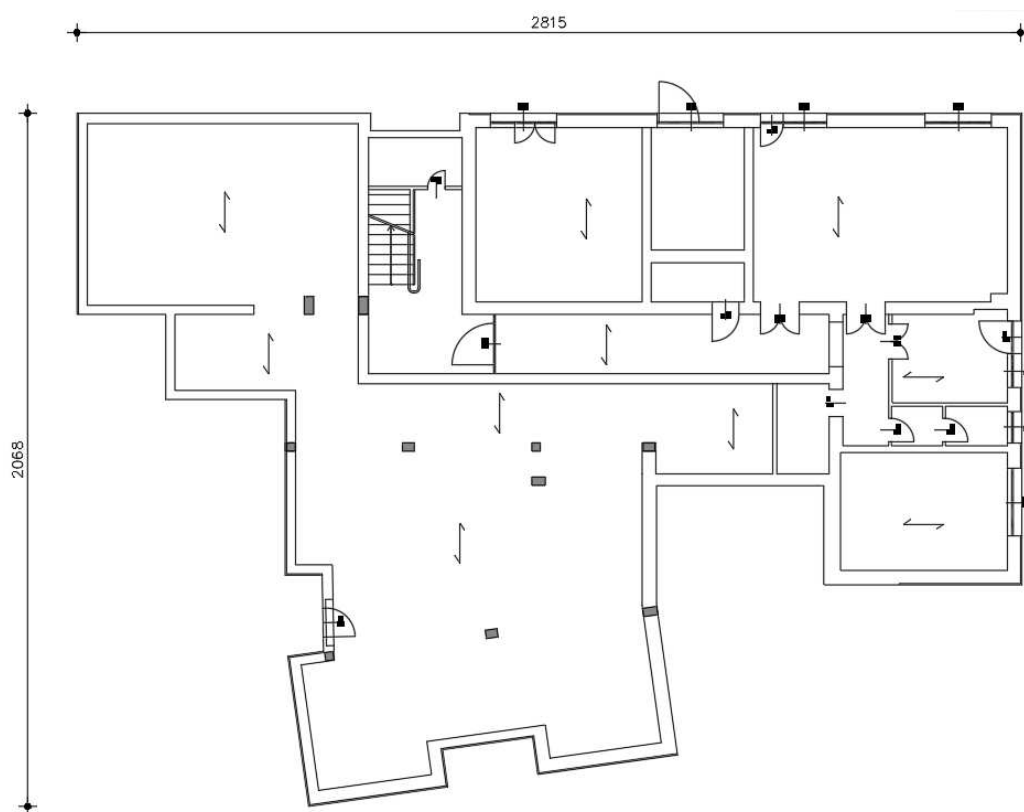
Non sono stati rinvenuti i disegni del progetto architettonico e strutturale dell'epoca costruttiva, ma solamente una tavola delle fondazioni reperita nella verifica tecnica a firma dell'Ing. Matteo Lazzaretti datata maggio 2014.





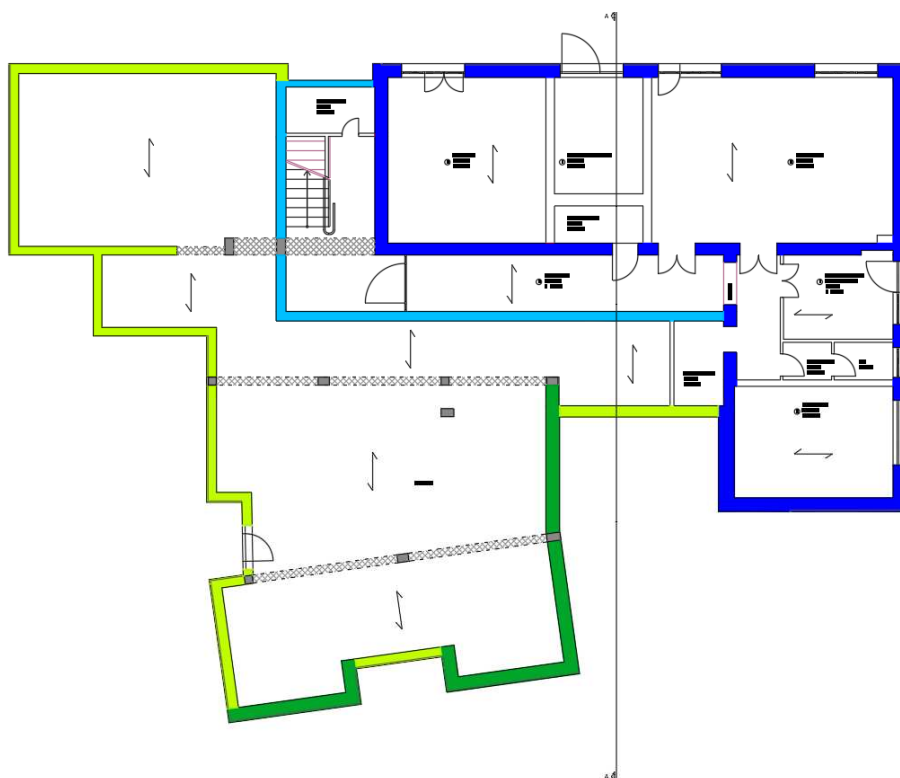
*Prospetto ovest – accesso principale all'edificio*

Planimetricamente il fabbricato, che ha forma irregolare, è inscrivibile in un rettangolo di dimensioni 28.15 m x 20.68 m. Altimetricamente l'edificio si sviluppa su quattro livelli e l'altezza massima in gronda è pari a 10.33 m circa.



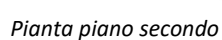
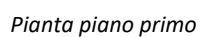
*Pianta schematica edificio con quote perimetrali*

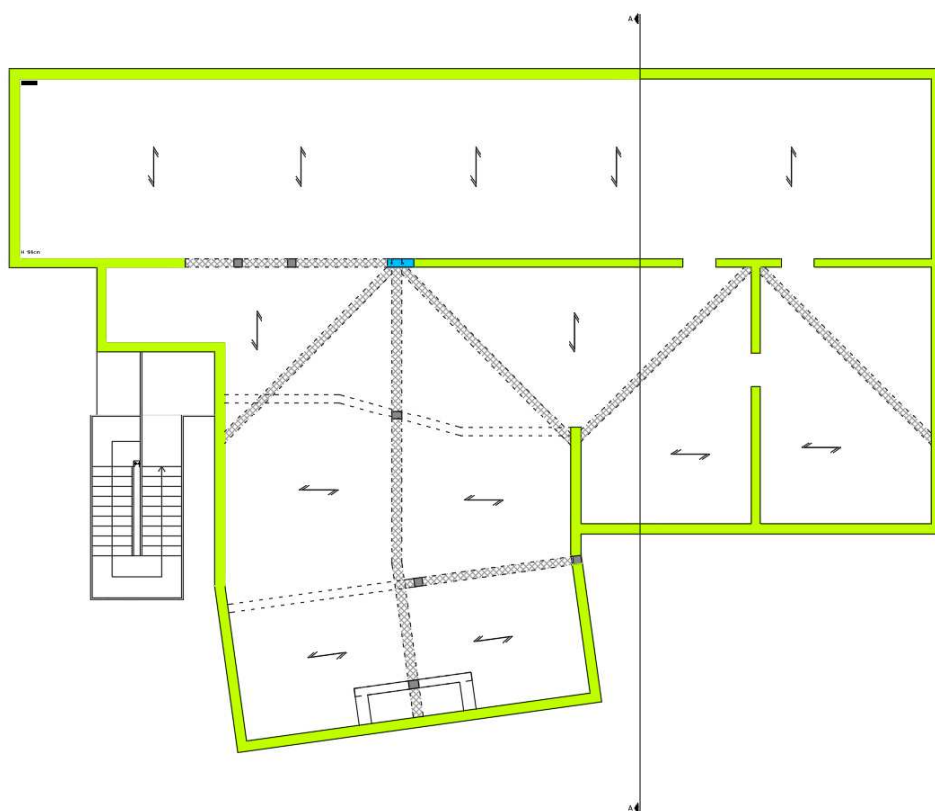
Di seguito si riportano di seguito le immagini delle piante e della sezione, rappresentanti l'Unità Strutturale oggetto di analisi:



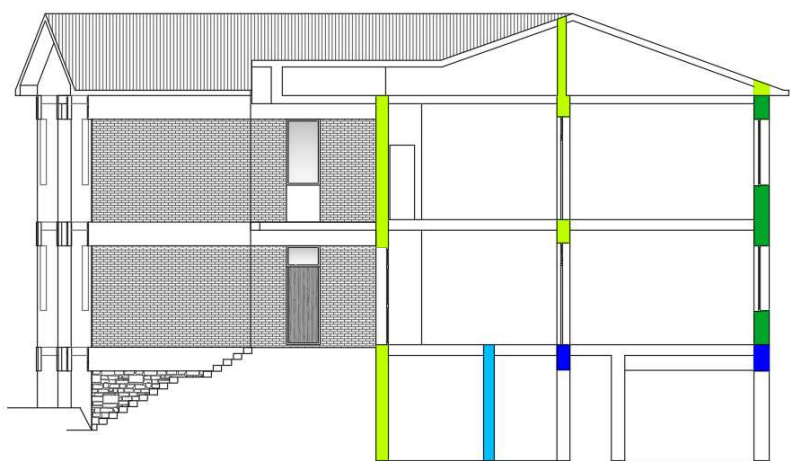
*Pianta piano terra*







*Pianta piano sottotetto*



*Sezione A-A*

Per quanto riguarda le altezze di interpiano degli orizzontamenti intermedi, esse si attestano pari a ca. 3,27 m al piano terra, ca. 3,56 m al piano primo, ca. 3,50 m al piano secondo, mentre per quanto riguarda il piano sottotetto è ca. 2,31 m.

Dal rilievo Geometrico-Strutturale condotto in sede di studio della Vulnerabilità sismica e successivamente verificato dalla Scrivente in sede di progettazione, è emerso che le murature costituenti i paramenti murari dell'edificio indagato sono identificabili in due tipologie principali, ovvero muratura in mattoni pieni (parzialmente al piano terra) e mattoni semipieni e malta cementizia in tutti i piani. All'interno della struttura sono presenti alcuni telai in c.a. a sostegno dei solai interni.

Per quanto concerne i solai di piano è stato possibile individuare sostanzialmente una tipologia di solai assimilabile alla tipologia laterocementizia (travetti e pignatte in laterizio).

La copertura presenta una struttura portante in c.a.. Il solaio inclinato è anch'esso laterocementizio con travetti presumibilmente precompressi.

Per una trattazione più dettagliata si rimanda alle tavole allegate del "Rilievo Geometrico-Strutturale" allegato al presente progetto ed alla relazione sulle "Indagini Specialistiche" presenti nella Valutazione della Sicurezza sismica in possesso della Committenza.

### **Tipologia d'intervento**

Trattandosi di edificio di classe III l'intervento in progetto volto ad incrementare il livello di sicurezza globale dell'edificio dovrà necessariamente essere un Miglioramento Sismico così come definito dalle NTC 2018 par. 8.4.2. Nel caso specifico, in seguito ai risultati ottenuti nelle verifiche tecniche di sicurezza (stato di fatto) si sono potuti individuare specifici interventi strutturali (stato di progetto) finalizzati al raggiungimento di un livello di sicurezza pari ad almeno il 75,57 % dell'azione sismica (ag) prevista per le nuove costruzioni e comunque superiore al 60% ed al + 10% rispetto allo stato di fatto (il valore 75,57 % è stato richiesto alla scrivente in fase di incarico ed è stato determinato aumentando del 10% il valore della PGA calcolata nella Valutazione della Sicurezza a firma dell'Ing. Matteo Lazzaretti risalente al 2014 il cui valore è risultato pari a 0,687 ( $0,687 \times 1,1 = 0,7557$ )).

È doveroso sottolineare che successivamente alle verifiche tecniche di sicurezza, in sede di progettazione definitiva-esecutiva, in accordo con la Committenza si è deciso di approfondire, così come "suggerito" dalle NTC 2018 e dalle Strutture Tecniche Sismiche, la risposta sismica locale del terreno su cui insiste il fabbricato in oggetto. A tale scopo è stata eseguita un'analisi numerica di Risposta Sismica Locale (RLS) che ha dato valori locali di accelerazione con fattori di amplificazione maggiori rispetto a quelli adottati con il metodo semplificato nella Verifica di Vulnerabilità Sismica. Tali risultati hanno ovviamente ridotto la capacità teorica della struttura in caso di sisma comportando necessariamente un incremento degli interventi volti ad accrescere detta capacità fino al raggiungimento di almeno il 75,57 % dell'accelerazione di progetto.

Ciascuno degli interventi è stato progettato mirando innanzitutto al recupero e alla conservazione dell'esistente ed alle esigenze del progetto architettonico.

La tipologia dei materiali da adottare è precisata all'interno delle relazioni e degli elaborati grafici.

#### *1.4.1 – Analisi storico critica*

L'indagine preliminare, atta a ricostruire la "vita" del fabbricato, è stata condotta attraverso il reperimento di documenti d'archivio per la ricerca di informazioni di carattere storico e tecnico.

Tale fase ha riguardato la ricerca e l'acquisizione dei dati necessari per la ricostruzione temporale di eventuali interventi che l'immobile ha subito dalla sua costruzione ad oggi, oltre all'identificazione geometrica dell'organismo strutturale al fine di definire un idoneo modello matematico attraverso il quale condurre le verifiche di vulnerabilità.

Le fonti sono i documenti di progetto e di appalto reperiti presso l'Amministrazione, con particolare riferimento ai lavori di costruzione (anni 50'). Pare di epoca successiva (ma non è stata reperita la relativa documentazione progettuale) la realizzazione della scala metallica di sicurezza esterna in corrispondenza dello spigolo nord-ovest.

Riguardo alla storia sismica dell'edificio non risultano notizie di interventi di ristrutturazione messi in atto a seguito di eventi tellurici.

In merito a quanto richiesto al paragrafo 8.2 delle NTC-18 è possibile affermare che:

##### *NTC-18 – paragrafo 8.2, punto a)*

La costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione a seguito di una analisi della tipologia strutturale che prevede pareti portanti in laterizio e telai interni in c.a. con solai e copertura laterocementizi.

##### *NTC-18 – paragrafo 8.2, punto b)*

Si mette in evidenza la presenza di murature in mattoni pieni e semipieni con spessori 25 e 37 cm (2 e 3 teste).

##### *NTC-18 – paragrafo 8.2, punto c)*

Lo stato di conservazione delle strutture è buona, non sono stati rilevati segni di dissesto strutturale, fessurazioni e deformazioni degli orizzontamenti.

##### *NTC-18 – paragrafo 8.2, lettera d)*

Le strutture murarie non presentano degradi.

#### *1.4.2 – Esito del rilievo geometrico-strutturale*

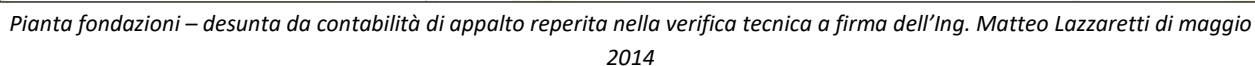
Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi.

Sia il rilievo architettonico che il rilievo geometrico strutturale sono stati realizzati dalla scrivente. L'identificazione della tipologia strutturale è stata effettuata da una campagna di indagini, sempre sotto la supervisione della scrivente, che ha tenuto conto del fatto che la struttura è utilizzata pertanto, oltre all'esigenza conoscitiva legata alla verifica di vulnerabilità sismica, si è tenuto conto della necessaria minimizzazione degli impatti in termini di demolizioni e ripristini. L'organismo strutturale che caratterizza il fabbricato è il seguente:

##### **Fondazioni**

L'indagine eseguita, con l'ausilio di un escavatore, ha permesso di riscontrare la presenza di fondazioni a nastro in c.a. di buona consistenza per le anime di fondazione, di consistenza inferiore per la suola. Il rilievo geometrico ha mostrato un'altezza consistente, circa 1.10 m per la sola anima di fondazione che risulta dello spessore pari ai muri portanti soprastanti. La suola presenta invece larghezza variabile; così come desunta dalla documentazione contabile di appalto. L'altezza è anch'essa variabile in funzione delle quote di scavo.





*STR.01. Illustrazione sintetica degli elementi essenziale del progetto strutturale*





*Sondaggio sulle fondazioni – fronte sud*





*Larghezza superiore della fondazione*





*Altezza della fondazione*



### **Murature portanti**

Effettuando alcune asportazioni di porzioni di intonaco dai paramenti murari si rilevano murature portanti in mattoni semipieni tipo doppi Uni con malta cementizia a due e tre teste (spessore 25 cm e 37 cm ), fatta salva parte del piano terra in mattoni pieni e malta di calce di spessore 37 cm (tre teste). I giunti si presentano sottili, in malta di calce in buone condizioni.

Nella campagna di indagine sono state effettuate diverse prove sulla malta nei vari piani della struttura.

Per ulteriori dettagli si rimanda alle tavole specifiche componenti il progetto.

### **Solai intermedi (I, II solaio di sottotetto)**

Dalle indagini effettuate è emerso che i solai sono del tipo travetti-pignatte con altezza 20+4 cm per il primo ed il secondo solaio (presenza di soletta collaborante) e 20+2cm per il secondo solaio (in questo caso è presente una semplice rasata superiore).

Si rimanda al paragrafo 1.12 della presente relazione per le analisi dei carichi.

Tutti i solai risultano impostati, per ogni orizzontamento, alla medesima quota di intradosso.

I vari campi di solaio sono delimitati da cordolature e corree in c.a., di altezza pari a quella del solaio, armate con 4 verghe longitudinali diametro 10 mm e staffate con staffe diametro 6 mm. Cordoli e corree assicurano i collegamenti fra gli orizzontamenti e le murature verticali, posto che entrano sempre nello spessore dei muri sino al paramento esterno (rivestito con listello faccia a vista).

Esternamente alcune corree assumono la conformazione di vere e proprie travi con armatura più significativa (sono presenti sempre almeno 2 ferri diametro 12 mm sagomati (ulteriori oltre l'armatura dei cordoli e corree "a spessore").

Sui rimanenti lati, oltre alla correa a livello del solaio, sono presenti voltini in marmaglia che non garantiscono il "funzionamento statico" delle fasce di piano.



### Copertura

La copertura è realizzata con travetti e pignatte (i travetti parrebbero precompressi). Per essa non è possibile invocare l'ipotesi di piano rigido.



### Scale

Sono state realizzate in c.a..

#### *1.4.3 – Prove in situ ed indagini effettuate*

Nell'edificio è stata realizzata una campagna completa di indagini su tutte le tipologie di strutture effettuata dallo studio C.S.T. Engineering s.r.l. sotto la supervisione della scrivente.

Nel dettaglio si sono eseguite le seguenti prove:

- N. 14 indagini pacometriche;
- N. 16 indagini combinate di tipo SonReb;
- N. 3 indagini con durometro di tipo Leeb;
- N. 8 prelievi di provini cilindrici di cls per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- N. 4 prelievi di barre di armatura per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- N. 1 prova di carico su solaio;
- N. 3 indagini endoscopiche sui solai di piano;
- Indagini termografiche diffuse;
- Indagini pacometriche diffuse;
- Indagini con sclerometro a pendolo su malta da muratura.

Per maggiori dettagli si rimanda all'apposita relazione allegata alla denuncia di deposito.

#### *1.4.4 – Rilievo del quadro fessurativo*

Il rilievo del quadro fessurativo risulta di estrema importanza per definire eventuali criticità presenti nel fabbricato, imputabili a carenze del sistema strutturale nei confronti di azioni statiche o nei confronti dell'azione sismica.

La struttura non presenta fessurazioni significative.

#### *1.4.5 – Descrizione generale delle nuove realizzazioni*

La struttura della scala sarà composta da una fondazione in cemento armato costituita da una platea di spessore 30cm, di forma rettangolare avente dimensioni pari a 3,70x5,40 m, e da una struttura verticale in acciaio. Saranno presenti 4 pilastri a sostegno delle travi interpiano che sostengono i cosciali delle rampe continui a formare i ballatoi.

Saranno realizzati tre ballatoi, rispettivamente alle quote di 1,45 m, 3,24 m e 5,02 m dal nuovo piano campagna. Il secondo e il terzo ballatoio avranno una configurazione a sbalzo, e saranno sostenuti da travi, per collegare la scala all'edificio esistente. Tale collegamento verrà realizzato senza però vincolarsi strutturalmente all'edificio esistente, in modo da creare una struttura totalmente isolata.

I parapetti saranno vincolati ai cosciali e collegati tra loro ad altezza non inferiore a 1,10m.

I gradini saranno composti da un grigliato elettroforgiato.

La struttura del locale tecnico sarà composta da una fondazione in cemento armato costituita da una platea di spessore 40cm, di forma rettangolare avente dimensioni pari a 6,27x9,34 m, e da una struttura verticale in setti in c.a. di spessore 25 cm. Il solaio di copertura sarà realizzato in latero-cemento di spessore 20+5 cm.

La struttura del vano ascensore sarà composta da una fondazione in cemento armato costituita da una platea di spessore 40cm, di forma rettangolare avente dimensioni pari a 2,87x4,83 m, e da una struttura verticale in setti in c.a. di spessore 25 cm per il primo impalcato e da un telaio metallico per i piani successivi. Il primo solaio sarà realizzato in latero-cemento di spessore 20+4 cm mentre il secondo sarà realizzato mediante lamiera grecata e soletta di sp. 5 cm.

Le quote di sbarco del vano ascensore (e i relativi solai) dovranno essere pari a quelle della struttura esistente per permettere il collegamento con lo stesso. Tale collegamento verrà realizzato senza però vincolarsi strutturalmente all'edificio esistente, in modo da creare una struttura totalmente isolata.

#### *1.5 – DESTINAZIONI D'USO*

L'edificio esistente, oggetto di miglioramento sismico, ha destinazione d'uso scolastico e non vi saranno modifiche rispetto allo stato attuale.

Per quanto riguarda la scala e il vano ascensore di nuova realizzazione avranno la funzione di collegamento rispettivamente tra il cortile e il fabbricato principale e tra i vari piani dell'edificio scolastico; quindi ad entrambi è stata attribuita la destinazione d'uso scolastico. A favore di sicurezza è stata attribuita la medesima destinazione al locale tecnico anche se sarà accessibile solo al personale preposto.

#### *1.6 - NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI*

1. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
2. Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n°7 del 21 gennaio 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".
3. D.P.R. 380 del 6 giugno 2001 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
4. Legge Regionale n°19 del 30 ottobre 2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico".
5. D.G.R. n°1373 del 26 settembre 2011: "Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art.12, comma1 e dell'art.4, comma 1 delle L.R. n.19/2008".

#### 1.7 - DEFINIZIONE DEI PARAMETRI PER LA VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE DEL SITO

Per valutare le azioni di progetto relative agli stati limite considerati si deve calcolare la "vita di riferimento"  $V_r$ . In particolare, in riferimento al §2.4.3 delle N.T.C. 17/01/2018,  $V_r$  è pari al prodotto della vita nominale  $V_N$  (§2.4.1 delle N.T.C. 17/01/2018) per il coefficiente d'uso  $C_U$ . Di seguito si riportano i parametri di localizzazione della struttura e le tabelle proposte dalle N.T.C. da cui sono stati estrapolati i valori dei coefficienti utilizzati.

Per la struttura oggetto della presente relazione, essendo un edificio scolastico, sarà adottata una classe d'uso III con i seguenti parametri:

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita $V_N$ [anni]	Coeff. Uso	Periodo $V_r$ [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50	1.5	75	C	T1

#### Vita Nominale $V_N$

Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$



## Classe d'Uso

### 2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

## Coefficiente d'uso $C_U$

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

## Categoria del sottosuolo

La caratterizzazione geotecnica del terreno è stata eseguita con indagini nel volume significativo, ovvero la parte di sottosuolo influenzata dalla costruzione dei manufatti. In base ai dati desunti dalla relazione geologica allegata alla denuncia di deposito, è possibile affermare che il suolo di fondazione dell'area in oggetto appartiene alla **categoria C**.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

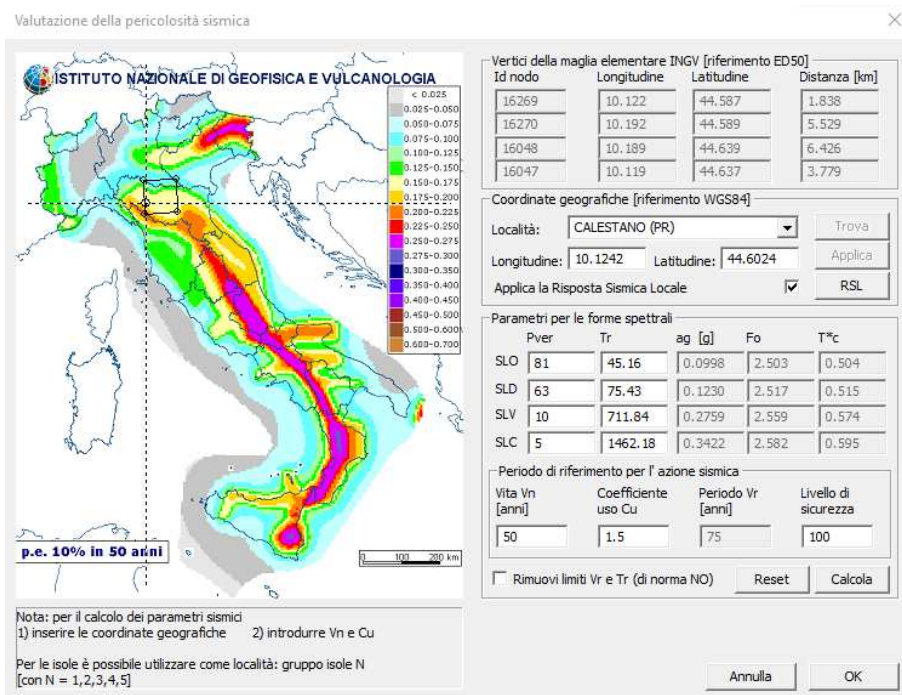
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

## Zona sismica e coordinate geografiche del sito

L'azione sismica di riferimento è definita dai parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ , in funzione dei punti del reticolo di riferimento in cui è stata suddivisa l'Italia nel periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ . Come successivamente indicato a tali punti sono definiti in termini di latitudine e longitudine. Di seguito sono riportate le coordinate del sito oggetto d'intervento.

Localizzazione della struttura	
Località	CALESTANO

Comune	CALESTANO
Provincia	Parma
Regione	EMILIA ROMAGNA
Longitudine	10.124225 (WGS84)
Latitudine	44.602369 (WGS84)



Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km
Loc.	10.124	44.602	
16269	10.122	44.587	1.838
16270	10.192	44.589	5.529
16048	10.189	44.639	6.426
16047	10.119	44.637	3.779

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	45.2	0.066	2.467	0.256
SLD	63.0	75.4	0.081	2.481	0.261
SLV	10.0	711.8	0.181	2.523	0.292
SLC	5.0	1462.2	0.225	2.545	0.302

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.066	1.500	2.467	0.852	0.140	0.421	1.862
SLD	0.081	1.500	2.481	0.951	0.142	0.427	1.923
SLV	0.181	1.426	2.523	1.449	0.153	0.460	2.324
SLC	0.225	1.357	2.545	1.628	0.157	0.471	2.498

### Risposta sismica locale

Per l'edificio in esame, essendo di classe d'uso III, è stata adottata la risposta sismica locale effettuata dal Geologo. Come è possibile visionare dall'immagine sottostante lo spettro di progetto risulta maggiormente gravoso rispetto a quello di normativa con approccio semplificato e terreno di categoria C.

**Ubicazione del sito**  
 Longitudine: 10.124225    Latitudine: 44.602369  
 Tipo di interpolazione: ☐ Media ponderata [I3] in §All. A)    ☒ Superficie rigata [SCA]  
 Tab. 2, All. B:

**Reticolo intorno al sito**

**Pericolosità sismica di base**  

T.R (anni)	a.g (g)	F.o	T.C* (sec)
30	0.055	2.466	0.240
50	0.069	2.464	0.260
72	0.080	2.478	0.260
101	0.092	2.470	0.270
140	0.104	2.473	0.270
201	0.118	2.488	0.280
475	0.160	2.516	0.286
975	0.201	2.532	0.296
2475	0.262	2.567	0.311

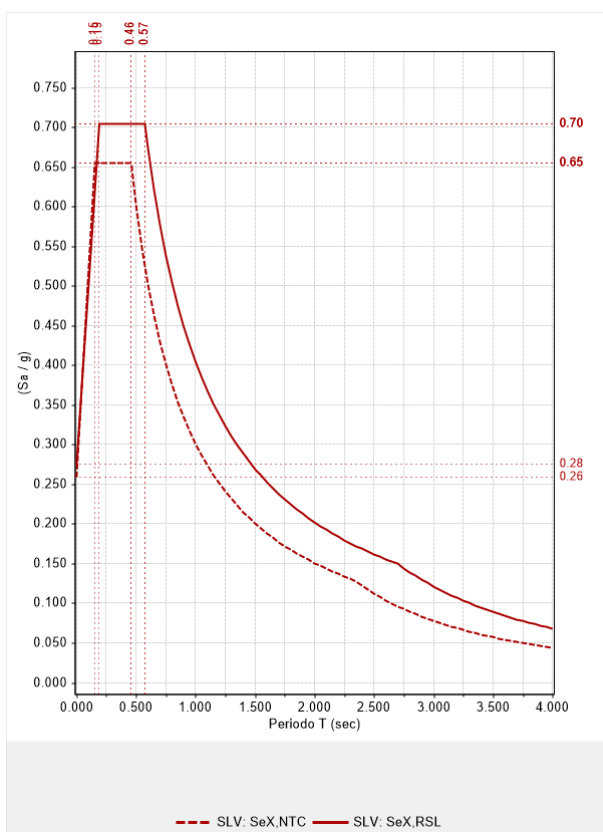
**Risposta sismica locale**  

**Approccio semplificato secondo Normativa**
☒ Approccio rigoroso con Analisi RSL

Categoria di sottosuolo: C  
 Categoria topografica: T1  
 Quota sito/Altezza rilievo: 0.000 [0 ≤ (h/H) ≤ 1]  
 Amplificazione topografica S<sub>T</sub>: 1.000 (§3.2.3.2.1: S<sub>T</sub> = 1.000)

T.R (anni)	Orizzontale			Verticale		
	a.max (g)	F.o	T.C (sec)	a.max (g)	F.v	T.C (sec)
30	0.083	2.466	0.404	0.055	0.781	0.150
50	0.104	2.464	0.426	0.069	0.874	0.150
72	0.120	2.478	0.426	0.080	0.946	0.150
101	0.138	2.470	0.437	0.092	1.011	0.150
140	0.156	2.473	0.437	0.104	1.077	0.150
201	0.177	2.488	0.447	0.118	1.154	0.150
475	0.233	2.516	0.454	0.160	1.359	0.150
975	0.280	2.532	0.464	0.201	1.532	0.150
2475	0.340	2.567	0.480	0.262	1.774	0.150

T.R (anni)	Orizzontale			Verticale		
	a.max (g)	F.o	T.C (sec)	a.max (g)	F.v	T.C (sec)
712	0.275	2.559	0.574			





### 1.8 – LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Le imprecisioni e la non completezza dei dati a disposizione comportano una minore accuratezza del modello di calcolo utilizzato. Più precisamente, essendo il grado di attendibilità del modello strettamente legato al livello di approfondimento della conoscenza ed ai dati disponibili, la normativa introduce diversi livelli di conoscenza, ad approfondimento crescente, al quale sono legati fattori di confidenza FC da utilizzare nell'analisi di vulnerabilità sismica del manufatto.

In relazione all'approfondimento del rilievo geometrico, delle indagini materico-costruttive, meccaniche, sul terreno e sulle fondazioni, viene assunto dal progettista un fattore di confidenza FC, compreso tra 1 e 1.35, che consente di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e della valutazione dell'indice di sicurezza sismica.

A tal proposito la circolare *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"* di cui al D.M. 17 gennaio 2018 suddivide il livello di conoscenza raggiunto in tre stadi:

- Il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1;
- Il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.2;
- Il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.35.

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura rilevata, si è fatto riferimento alla Tabella C8.5.I della circolare suddetta.

**Tabella C8.5.I** - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:  $f$  = resistenza media a compressione,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $f_{v0}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $E$  = valore medio del modulo di elasticità normale,  $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $w$  = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	$f$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 + 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.; doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(\*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(\*\*) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione  $f_{p0}$  può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(\*\*\*) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8.5.I, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8.5.II.

**Tabella C8.5.II** -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(\*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove sismiche o similari).

(\*\*) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione  $f_m$  superiore a 2 N/mm<sup>2</sup>. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a  $f_m^{0,35}$  ( $f_m$  in N/mm<sup>2</sup>).

(\*\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Definito il livello di conoscenza, la normativa permette di definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza.

Per l'edificio in esame, sulla base della campagna di indagini effettuata, si è raggiunto un livello di conoscenza LC2. Il fattore di conoscenza adottato è il seguente:

LC2 FC = 1.20

Per le strutture in muratura la normativa prescrive di utilizzare:

- Per le resistenze del materiale i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I per la tipologia muraria in considerazione;
- Per i moduli elastici i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I per la tipologia muraria in considerazione.

## 1.9 - DESCRIZIONE DEI MATERIALI

La struttura esistente è costituita da paramenti in mattoni pieni (presenti solo a piano seminterrato ed uno spallone a piano sottotetto in corrispondenza dell'appoggio dei diagonal di copertura) e mattoni semipieni e malta cementizia (in tutti i piani). I solai e le coperture sono laterocementizi.

Di seguito si riportano i parametri della muratura nello stato di fatto e nello stato di progetto secondo quanto previsto dalle NTC 2008.

Al fine di caratterizzare i materiali della costruzione è stata condotta una campagna di indagini, sotto la supervisione della scrivente, effettuata dallo studio C.S.T. Engineering s.r.l., già in possesso all'amministrazione comunale ed allegata alla presente denuncia di deposito.

Sulla base dei risultati delle prove effettuate sono stati determinati i valori dei materiali da utilizzare nel progetto.

### 1.9.1 – Stato di fatto

#### MATERIALE N°1

#### CLS PER ELEMENTI IN OPERA

#### LC2

Dai risultati delle indagini si adotta un calcestruzzo con classe C16/20 con livello di conoscenza LC2. I parametri di calcolo del materiale, a cui andrà applicato il fattore di confidenza  $FC = 1,2$ , sono i seguenti:

#### calcestruzzo C16/20

resistenza cilindrica a compressione

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 16.6 \quad [N/mm^2] \quad NTC2018 [11.2.1]$$

resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 9.407 \quad [N/mm^2] \quad NTC2018 [4.1.3]$$

resistenza cilindrica media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24.6 \quad [N/mm^2] \quad NTC2018 [11.2.2]$$

resistenza media a trazione semplice

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 1.952 \quad [N/mm^2] \quad NTC2018 [11.2.3a]$$

resistenza di progetto a trazione

$$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c = 1.301 \quad [N/mm^2] \quad NTC2018 [4.1.4]$$

resistenza media a flessione

$$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 2.343 \quad [N/mm^2] \quad NTC2018 [11.2.4]$$

modulo elastico istantaneo in sede di progettazione

$$E_{cm} = 22.000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 28820.613 \quad [N/mm^2] \quad NTC2018 [11.2.5]$$

modulo elastico tangenziale - calcestruzzo non armato

$$G = E_{cm} / (2 (\mu + 1)) = 12008.589 \quad [N/mm^2]$$

Si applica il coef. rid. dei moduli elastici per fessurazione = 2.00

## MATERIALE N°2

## ACCIAIO PER ARMATURE

## LC2

Dalle indagini di laboratorio effettuate sulle barre prelevate dalla struttura si è determinata una tensione di snervamento minima pari a 321.7 N/mm<sup>2</sup>. Per il calcolo della struttura esistente si utilizza un acciaio tipo Feb 32k. I valori di resistenza sono riportati nella successiva tabella:

**Tabella 10.3** Caratteristiche delle barre ad adherenza migliorata.

Tipo di acciaio ad adherenza migliorata	FeB38k	FeB44k
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	375	430
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450	540
Tensione ultima di calcolo $f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	326	374
Deformazioni di snervamento $\epsilon$ in %	0,167	0,183
Probabile futura nomenclatura Europea (B sta per "Bar")	B375	B430

Le caratteristiche delle barre lisce (con diametro tra 5 e 30 mm) sono indicate nella tabella 10.4

**Tabella 10.4** Caratteristiche delle barre lisce.

Tipo di acciaio per barre lisce	FeB22k	FeB32k
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	215	315
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	335	490
Tensione ultima di calcolo $f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	291	426
Deformazioni di snervamento $\epsilon$ in %	–	–
Probabile futura nomenclatura Europea (B sta per "Bar")	B215	B315

Applicando un fattore di confidenza FC = 1.20 (LC2) il valore di calcolo dello snervamento risulta pari a:  
 $f_{yd} = 315 / 1.20 = 262.50 \text{ N/mm}^2$

## MATERIALE N°3

## STRUTTURE IN MURATURA: MURATURA DI MATTONI PIENI

## LC2

Parametri muratura Tab.C8.5.I Circ. n.7 / CSLLPP del 21/01/2019

### Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Valori in daN/cm <sup>2</sup> :	minimo	massimo
to - res. a taglio	0.50	1.30
fvo - res. a taglio	1.30	2.70
fm - res. compr.	26.00	43.00
E - modulo elastico	12000.0	18000.0
G - modulo el. tang.	4000.0	6000.0

Peso specifico: 1800.0 daN/mc

Valori di riferimento: con livello di conoscenza LC2 (Adeguate) si utilizzano i valori medi per i moduli elastici e i valori medi per la resistenza.

Come riportato nella relazione dello studio *CST Engineering S.r.l.*: sulla base dei risultati della caratterizzazione meccanica della malta, dal confronto con la tabella 11.10.II – NTC 2018, tenendo conto che la prova di compressione è stata effettuata su otto campioni, si consiglia di considerare che la malta oggetto di indagine presenti una classe sicuramente non superiore a M 2.5 (considerazione cautelativa a favore di sicurezza).

Avendo quindi ottenuto una resistenza media della malta superiore a 2 N/mm<sup>2</sup> si applica il coefficiente migliorativo per "malta buona".

### MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE

- Resistenza media a compressione della muratura  $f_m = 34,5 \cdot 1,27 = 43,382 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza a taglio in ass. di tensioni normali  $f_{v0} = 1,30 \cdot 1,27 = 1,651 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza media a taglio della muratura  $\tau_0 = 0,90 \cdot 1,27 = 1,143 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo di elasticità normale  $E = 15000 \cdot 1,27 = 19050 \text{ daN/cm}^2$



- Modulo di elasticità tangenziale  $G = 5000 \cdot 1,27 = 6350 \text{ daN/cm}^2$
- Peso specifico medio della muratura  $\rho = 1800 \text{ daN/m}^3$

**ESISTENTE Mattoni pieni LC2**

w	18.00	kN/m <sup>3</sup>
E	1905	N/mm <sup>2</sup>
G	635	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>m</sub>	4.382	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>tm</sub>	0.438	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>hm</sub>	2.191	N/mm <sup>2</sup>
τ <sub>0</sub>	0.114	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>vm0</sub>	0.254	N/mm <sup>2</sup>

Parametri per la determinazione dei valori di progetto:

Fattore di confidenza FC = 1.20

Coef. rid. moduli elastici per fessurazione = 2.00

**MATERIALE N°4**

**STRUTTURE IN MURATURA: MURATURA DOPPIO UNI**

**LC2**

Parametri muratura Tab.C8.5.I Circ. n.7 / CSLLPP del 21/01/2019

**Muratura in mattoni semipieni e malta cementizia (es. doppio UNI foratura <40%)**

Valori in daN/cm <sup>2</sup> :	minimo	massimo
to - res. a taglio	0.80	1.70
fvo - res. a taglio	2.00	3.60
fm - res. compr.	50.00	80.00
E - modulo elastico	35000.0	56000.0
G - modulo el. tang.	8750.0	14000.0

Peso specifico: 1500.0 daN/mc

Valori di riferimento: con livello di conoscenza LC2 (Adeguate) si utilizzano i valori medi per i moduli elastici e i valori medi per la resistenza.

Come riportato nella relazione dello studio *CST Engineering S.r.l.*: sulla base dei risultati della caratterizzazione meccanica della malta, dal confronto con la tabella 11.10.II – NTC 2018, tenendo conto che la prova di compressione è stata effettuata su otto campioni, si consiglia di considerare che la malta oggetto di indagine presenti una classe sicuramente non superiore a M 2.5 (considerazione cautelativa a favore di sicurezza).

Avendo quindi ottenuto una resistenza media della malta superiore a 2 N/mm<sup>2</sup> si applica il coefficiente migliorativo per “malta buona”.

**MURATURA IN MATTONI SEMIPIENI CON MALTA CEMENTIZIA**

- Resistenza media a compressione della muratura  $f_m = 65,0 \cdot 1,20 = 78,0 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza a taglio in ass. di tensioni normali  $f_{v0} = 2,8 \cdot 1,20 = 3,36 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza media a taglio della muratura  $\tau_0 = 1,25 \cdot 1,20 = 1,50 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo di elasticità normale  $E = 45500 \cdot 1,20 = 54600 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale  $G = 11375 \cdot 1,20 = 13650 \text{ daN/cm}^2$
- Peso specifico medio della muratura  $\rho = 1500 \text{ daN/m}^3$

**ESISTENTE Doppio UNI**

w	15.00	kN/m <sup>3</sup>
E	5460	N/mm <sup>2</sup>
G	1365	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>m</sub>	7.800	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>tm</sub>	0.780	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>hm</sub>	3.900	N/mm <sup>2</sup>
τ <sub>0</sub>	0.150	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>vm0</sub>	0.336	N/mm <sup>2</sup>

Parametri per la determinazione dei valori di progetto:

Fattore di confidenza FC = 1.20

Coef. rid. moduli elastici per fessurazione = 2.00

### 1.9.2 – Stato di progetto

#### MATERIALE N°1

#### CLS PER ELEMENTI IN OPERA

#### LC2

Dai risultati delle indagini si adotta un calcestruzzo con classe C16/20 con livello di conoscenza LC2. I parametri di calcolo del materiale, a cui andrà applicato il fattore di confidenza FC = 1,2, sono i seguenti:

#### calcestruzzo C16/20

resistenza cilindrica a compressione

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 16.6 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{NTC2018 [11.2.1]}$$

resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 9.407 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{NTC2018 [4.1.3]}$$

resistenza cilindrica media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24.6 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{NTC2018 [11.2.2]}$$

resistenza media a trazione semplice

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 1.952 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{NTC2018 [11.2.3a]}$$

resistenza di progetto a trazione

$$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c = 1.301 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{NTC2018 [4.1.4]}$$

resistenza media a flessione

$$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 2.343 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{NTC2018 [11.2.4]}$$

modulo elastico istantaneo in sede di progettazione

$$E_{cm} = 22.000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 28820.613 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{NTC2018 [11.2.5]}$$

modulo elastico tangenziale - calcestruzzo non armato

$$G = E_{cm} / (2 (\mu + 1)) = 12008.589 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Si applica il coef. rid. dei moduli elastici per fessurazione = 2.00

## MATERIALE N°2

## ACCIAIO PER ARMATURE

## LC2

Dalle indagini di laboratorio effettuate sulle barre prelevate dalla struttura si è determinata una tensione di snervamento minima pari a  $321.7 \text{ N/mm}^2$ . Per il calcolo della struttura esistente si utilizza un acciaio tipo FeB 32k. I valori di resistenza sono riportati nella successiva tabella:

**Tabella 10.3** Caratteristiche delle barre ad aderenza migliorata.

Tipo di acciaio ad aderenza migliorata	FeB38k	FeB44k
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	375	430
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450	540
Tensione ultima di calcolo $f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	326	374
Deformazioni di snervamento $\epsilon$ in %	0,167	0,183
Probabile futura nomenclatura Europea (B sta per "Bar")	B375	B430

Le caratteristiche delle barre lisce (con diametro tra 5 e 30 mm) sono indicate nella tabella 10.4

**Tabella 10.4** Caratteristiche delle barre lisce.

Tipo di acciaio per barre lisce	FeB22k	FeB32k
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	215	315
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	335	490
Tensione ultima di calcolo $f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	291	426
Deformazioni di snervamento $\epsilon$ in %	–	–
Probabile futura nomenclatura Europea (B sta per "Bar")	B215	B315

Applicando un fattore di confidenza  $FC = 1.20$  (LC2) il valore di calcolo dello snervamento risulta pari a:  
 $f_{yd} = 315 / 1.20 = 262.50 \text{ N/mm}^2$

## MATERIALE N°3

## STRUTTURE IN MURATURA: MURATURA DI MATTONI PIENI

## LC2

Parametri muratura Tab.C8.5.I Circ. n.7 / CSLLPP del 21/01/2019

### Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Valori in daN/cm <sup>2</sup> :	minimo	massimo
to - res. a taglio	0.50	1.30
fvo - res. a taglio	1.30	2.70
fm - res. compr.	26.00	43.00
E - modulo elastico	12000.0	18000.0
G - modulo el. tang.	4000.0	6000.0

Peso specifico: 1800.0 daN/mc

Valori di riferimento: con livello di conoscenza LC2 (Adeguate) si utilizzano i valori medi per i moduli elastici e i valori medi per la resistenza.

Come riportato nella relazione dello studio *CST Engineering S.r.l.*: sulla base dei risultati della caratterizzazione meccanica della malta, dal confronto con la tabella 11.10.II – NTC 2018, tenendo conto che la prova di compressione è stata effettuata su otto campioni, si consiglia di considerare che la malta oggetto di indagine presenti una classe sicuramente non superiore a M 2.5 (considerazione cautelativa a favore di sicurezza).

Avendo quindi ottenuto una resistenza media della malta superiore a  $2 \text{ N/mm}^2$  si applica il coefficiente migliorativo per "malta buona".

### MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE

- Resistenza media a compressione della muratura  $f_m = 34,5 \cdot 1,27 = 43,382 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza a taglio in ass. di tensioni normali  $f_{v0} = 1,30 \cdot 1,27 = 1,651 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza media a taglio della muratura  $\tau_0 = 0,90 \cdot 1,27 = 1,143 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo di elasticità normale  $E = 15000 \cdot 1,27 = 19050 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale  $G = 5000 \cdot 1,27 = 6350 \text{ daN/cm}^2$
- Peso specifico medio della muratura  $\rho = 1800 \text{ daN/m}^3$

**ESISTENTE Mattoni pieni LC2**

w	18.00	kN/m <sup>3</sup>
E	1905	N/mm <sup>2</sup>
G	635	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>m</sub>	4.382	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>tm</sub>	0.438	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>hm</sub>	2.191	N/mm <sup>2</sup>
τ <sub>0</sub>	0.114	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>vm0</sub>	0.254	N/mm <sup>2</sup>

Parametri per la determinazione dei valori di progetto:

Fattore di confidenza FC = 1.20

Coef. rid. moduli elastici per fessurazione = 2.00

**MATERIALE N°4**

**STRUTTURE IN MURATURA: MURATURA DOPPIO UNI**

**LC2**

Parametri muratura Tab.C8.5.I Circ. n.7 / CSLLPP del 21/01/2019

**Muratura in mattoni semipieni e malta cementizia (es. doppio UNI foratura<40%)**

Valori in daN/cm <sup>2</sup> :	minimo	massimo
to - res. a taglio	0.80	1.70
f <sub>vo</sub> - res. a taglio	2.00	3.60
f <sub>m</sub> - res. compr.	50.00	80.00
E - modulo elastico	35000.0	56000.0
G - modulo el. tang.	8750.0	14000.0

Peso specifico: 1500.0 daN/mc

Valori di riferimento: con livello di conoscenza LC2 (Adeguate) si utilizzano i valori medi per i moduli elastici e i valori medi per la resistenza.

Come riportato nella relazione dello studio *CST Engineering S.r.l.*: sulla base dei risultati della caratterizzazione meccanica della malta, dal confronto con la tabella 11.10.II – NTC 2018, tenendo conto che la prova di compressione è stata effettuata su otto campioni, si consiglia di considerare che la malta oggetto di indagine presenti una classe sicuramente non superiore a M 2.5 (considerazione cautelativa a favore di sicurezza).

Avendo quindi ottenuto una resistenza media della malta superiore a 2 N/mm<sup>2</sup> si applica il coefficiente migliorativo per “malta buona”.

**MURATURA IN MATTONI SEMIPIENI CON MALTA CEMENTIZIA**

- Resistenza media a compressione della muratura  $f_m = 65,0 \cdot 1,20 = 78,0$  daN/cm<sup>2</sup>
- Resistenza a taglio in ass. di tensioni normali  $f_{v0} = 2,8 \cdot 1,20 = 3,36$  daN/cm<sup>2</sup>
- Resistenza media a taglio della muratura  $\tau_0 = 1,25 \cdot 1,20 = 1,50$  daN/cm<sup>2</sup>
- Modulo di elasticità normale  $E = 45500 \cdot 1,20 = 54600$  daN/cm<sup>2</sup>
- Modulo di elasticità tangenziale  $G = 11375 \cdot 1,20 = 13650$  daN/cm<sup>2</sup>
- Peso specifico medio della muratura  $\rho = 1500$  daN/m<sup>3</sup>

**ESISTENTE Doppio UNI**

w	15.00	kN/m <sup>3</sup>
E	5460	N/mm <sup>2</sup>
G	1365	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>m</sub>	7.800	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>tm</sub>	0.780	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>hm</sub>	3.900	N/mm <sup>2</sup>
τ <sub>0</sub>	0.150	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>vm0</sub>	0.336	N/mm <sup>2</sup>



Parametri per la determinazione dei valori di progetto:

Fattore di confidenza  $FC = 1.20$

Coef. rid. moduli elastici per fessurazione = 2.00

#### MURATURA IN MATTONI SEMIPIENI CON MALTA CEMENTIZIA (CONSOLIDATA CON BETONCINO)

- Resistenza media a compressione della muratura  $f_m = 65,0 * 1,20 * 1,3 = 101,4 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza a taglio in ass. di tensioni normali  $f_{v0} = 2,8 * 1,20 * 1,3 = 4,368 \text{ daN/cm}^2$
- Resistenza media a taglio della muratura  $\tau_0 = 1,25 * 1,20 * 1,3 = 1,95 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo di elasticità normale  $E = 45500 * 1,20 * 1,3 = 70980 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale  $G = 11375 * 1,20 * 1,3 = 17745 \text{ daN/cm}^2$
- Peso specifico medio della muratura  $\rho = 1500 \text{ daN/m}^3$

#### ESISTENTE Doppio UNI

	prima	→	dopo gli interventi	
w	15.00	→	15	kN/m <sup>3</sup>
E	5460	→	7098	N/mm <sup>2</sup>
G	1365	→	1775	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>m</sub>	7.800	→	10.140	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>tm</sub>	0.780	→	1.014	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>hm</sub>	3.900	→	5.070	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_0$	0.150	→	0.195	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>vm0</sub>	0.336	→	0.437	N/mm <sup>2</sup>

Parametri per la determinazione dei valori di progetto:

Fattore di confidenza  $FC = 1.20$

Coef. rid. moduli elastici per fessurazione = 2.00

## MATERIALI NUOVI

### MATERIALE N° 5

### STRUTTURE IN C.A.

Densità in confezione	circa 1150 Kg/m³
Densità (UNI EN 206-1)	circa 1400 Kg/m³ (classe D 1,5)
Classe di resistenza (UNI EN 206-1)	LC 20/22
Classe di esposizione (UNI EN 206-1 e UNI 11104)	X0-XC1 (EN 206)
Tempo di applicazione (a 20°C)	45 minuti
Temperatura di applicazione	Da +5° C a + 35° C
Pedonabilità	12 ore dalla posa
Conducibilità termica dichiarata (UNI 10351)	$\lambda = 0,42$ W/mK
Resa in opera (consolidamento solai), in funzione del grado di compattazione	circa 0,47 sacchi/m² per sp. 1 cm - 2,13 m²/sacco per sp. 1 cm
Resistenza caratteristica a compressione certificata (laboratorio)	$R_{ck} = 25$ N/mm² (cubica a 28 gg.) $f_{ck} = 22,5$ N/mm² (cilindrica a 28 gg.)
Modulo elastico certificato	$E = 15.000$ N/mm²
Fattore di resistenza al vapore d'acqua (UNI EN ISO 10456)	$\mu = 8$ (campo asciutto)
Permeabilità al vapore	$\delta = 23,4 \cdot 10^{-12}$ kg/msPa
Calore specifico c [J/(kgK)]	1000
Reazione al fuoco (D.M. 10/03/2005)	Euroclasse A1 (Incombustibile)
Confezione	bancale in legno a perdere con 56 sacchi da 25 litri/cad. pari a 1,4 m³ di prodotto sfuso.
Condizioni di Conservazione (D.M. 10 Maggio 2004)	in imballi originali, in luogo coperto, fresco, asciutto ed in assenza di ventilazione
Durata (D.M. 10 Maggio 2004)	massimo dodici (12) mesi dalla data di confezionamento
Scheda di Sicurezza	disponibile on-line sul sito <a href="http://www.leca.it">www.leca.it</a>
Conformità	D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) e relativa "Circolare".

Classe di esposizione ambientale	Copriferro $c_{min,dur}$ [mm]							
	15	25	30	35	40	45	50	55
XC1								
XC2								
XC3								
XC4								
XD1								
XD2								
XD3								
XS1								
XS2								
XS3								
XF1								
XF2 - XF3								
XF4								
XA1								
XA2								
XA3								

#### ACCIAIO PER GETTI IN C.A.:

Riferimento: DM 17/01/2018 - §11.3.2

E' previsto l'utilizzo di barre d'acciaio B450C.

PROPRIETA'	<b>B450C</b>
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa

Limite di rottura $f_t$		$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$		$\geq 7,5\%$
Rapporto $f_t/f_y$		$\geq 1,15$
Rapporto $f_t/f_y$		$\leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$		$\leq 1,25$
Diametro del mandrino per prove di piegamento a $90^\circ$ e successivo raddrizzamento senza cricche per:	$\varnothing \leq 12$ mm	4 $\varnothing$
	$12 \leq \varnothing \leq 16$ mm	5 $\varnothing$
	$16 \leq \varnothing \leq 25$ mm	8 $\varnothing$
	$25 \leq \varnothing \leq 40$ mm	10 $\varnothing$

Tutte le forniture di acciaio dovranno essere accompagnate dall' "Attestato di Qualificazione" rilasciato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale. Per i prodotti provenienti dai Centri di trasformazione sarà necessaria la documentazione che assicuri che le lavorazioni effettuate non hanno alterato le caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodotti previste dal D.M. 17/01/2018.

## MATERIALE N° 6

## FRP

<u>proprietà del tessuto secco:</u>		
Grammatura ( $\text{g/m}^2$ ):	300	600
Spessore equivalente di tessuto secco (mm):	0,164	0,337
Area resistente per unità di larghezza ( $\text{mm}^2/\text{m}$ ):	164,3	337,08
Resistenza meccanica a trazione tessuto secco ( $\text{N/mm}^2$ ):	$\geq 4.900$	$\geq 4.900$
Carico massimo per unità di larghezza ( $\text{kN/m}$ ):	$> 800$	$> 1.600$
Modulo elastico a trazione ( $\text{N/mm}^2$ ):	$252.000 \pm 2\%$	$252.000 \pm 2\%$
Allungamento a rottura (%):	$\geq 2$	$\geq 2$
<u>proprietà del sistema:</u>		
Modulo elastico del laminato riferita all'area netta fibre valore medio 3 strati $E_l$ (MPa):	$\geq 225.000$	$\geq 230.000$
Resistenza del laminato riferita all'area netta fibre valore caratteristico 3 strati $f_{ib,k}$ (MPa):	$\geq 3.400$	$\geq 3.000$
Deformazione a rottura $\epsilon_{ib}$ (%):	1,50	1,30
Adesione al calcestruzzo ( $\text{N/mm}^2$ ):	$> 3$ (rottura del supporto)	

## MATERIALE N° 7

## MURATURA NUOVA

Per le strutture in muratura si considerano i seguenti materiali:

- **MATTONI TIPO DOPPIO UNI (Perc. Foratura  $\leq 45\%$ )**
  - o fbm (Resistenza media a compressione nella direzione dei carichi verticali) = 13 N/mm<sup>2</sup>
  - o f'bm (Resistenza media a compressione nella direzione ortogonale ai carichi verticali) = 2,2 N/mm<sup>2</sup>
- **MALTA M5** (prescrizione minima da NTC 2018)
  - o fm (Resistenza a compressione) = 5 N/mm<sup>2</sup>

### 1.9.3 – Nuove realizzazioni

Per le strutture metalliche è previsto un acciaio S275, mentre per le fondazioni un calcestruzzo classe C25/30, con le seguenti caratteristiche:

Id	Tipo / Note		Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
		daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3	
1	<b>Calcestruzzo Classe C25/30</b>		3.145e+05	0.20	1.310e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	300.0					
	fctm	25.6					
11	<b>Acciaio Fe430 - S275</b>		2.100e+06	0.30	8.077e+05	7.80e-03	1.20e-05
	ft	4300.0					
	fy	2750.0					
	fd	2750.0					
	fdt	2500.0					
	sadm	1900.0					
	sadmt	1700.0					

### 1.10 - DESCRIZIONE DELLE SEZIONI

I paramenti murari hanno i seguenti spessori:

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce:
  - o Spessore due teste (25 cm)
  - o Spessore tre teste (37 cm)
- Muratura in mattoni semipieni e malta cementizia:
  - o Spessore due teste (25 cm)
  - o Spessore tre teste (37 cm)

Nelle strutture in c.a. sono state rilevate le seguenti dimensioni:

Pilastrini piano seminterrato:

- o 45x35 cm, 40x25 cm, 25x25 cm, 35x25 cm, 25x53 cm

Pilastrini piano rialzato:

- o 35x25 cm, 40x25 cm, 25x25 cm, 25x53 cm

Pilastrini piano primo:

- o 25x25 cm, 25x53 cm

Pilastrini piano sottotetto:

- o 25x25 cm, 25x30 cm

Travi primo solaio:

- o 25x50 cm, 25x24 cm, 53x24 cm

Travi secondo solaio:

- o 25x52 cm, 25x24 cm, 53x24 cm

Travi terzo solaio:

- o 25x50 cm, 25x42 cm, 25x20 cm, 53x24 cm

Travi copertura:

- o 30x45 cm, 25x50 cm

### 1.10.1 – Sezioni nuove realizzazioni

#### Struttura metallica

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	<b>HEA 200 - Pilastrini</b>	53.80	0.0	0.0	21.00	1336.00	3692.00	133.60	388.60	203.80	429.50
2	<b>IPE 220 - Travi</b>	33.40	0.0	0.0	9.10	205.00	2772.00	37.30	252.00	58.10	285.40
3	<b>UPN 220 - Corsiali</b>	37.40	0.0	0.0	16.00	196.00	2691.00	33.50	245.00	64.10	292.00

Indicazione della classe delle sezioni:



ID	Profilato	Utilizzo	classe
1	<b>HEA 200</b>	Pilastri	1
2	<b>IPE 220</b>	Travi	1
3	<b>UPN 220</b>	Cosciali	1

#### **Vano ascensore / Locale tecnico**

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	cordoli	625.00	520.83	520.83	5.491e+04	3.255e+04	3.255e+04	2604.17	2604.17	3906.25	3906.25
2	HEA 200	53.80	0.0	0.0	21.00	1336.00	3692.00	133.60	388.60	203.80	429.50

Indicazione della classe delle sezioni:

ID	Profilato	Utilizzo	classe
2	<b>HEA 200</b>	Travi / Pilastri	1

#### **1.11 - ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE**

##### **Fabbricato esistente**

Partendo dagli esiti della Verifica di Vulnerabilità Sismica (Maggio 2014), si è proceduto in fase di progettazione a definire nuovamente lo stato di fatto alla luce dei parametri sismici risultanti dalla RSL, e successivamente a redigere il presente progetto.

La Progettazione degli interventi dell'edificio oggetto di analisi è stata svolta prendendo in considerazione lo SLV (verifiche di resistenza, Tab. 7.3.III NTC 2018), per quanto riguarda le verifiche SLU.

La campagna di indagini condotta ha permesso di raggiungere un **Livello di Conoscenza** della costruzione oggetto della verifica che è ragionevolmente classificabile pari a **"LC2"**. La definizione del Fattore di Confidenza (FC), come sopra riportato, è stata effettuata secondo quanto previsto dalle NTC2018.

Trattandosi di edificio esistente nel quale data la presenza di solai laterocementizi ben ammortati alle pareti portanti esterne, nello stato di progetto, non è possibile lo sviluppo di meccanismi locali, la strategia di analisi seguita è stata quella di sviluppare l'analisi globale, valutando il comportamento dell'edificio sotto azioni sismiche e statiche. Sono state condotte le sole verifiche dei meccanismi locali sui timpani di piano sottotetto.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza e tecnica delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Si è proceduto ricorrendo all'analisi statica non lineare di tipo "Pushover", che si basa sulla valutazione della capacità di spostamento allo Stato Limite Ultimo attraverso il legame forza-spostamento di un punto di controllo, che deve poi essere confrontata con la richiesta di spostamento di un evento sismico imposto.

**La progettazione degli interventi di miglioramento è stata effettuata analizzando in prima fase la struttura nello "stato di fatto" da cui si è determinato un indice  $\zeta_e$  pari a 0,476.**

**Nello "stato di progetto" sono state pertanto risolte le criticità per garantire che le strutture raggiungano il valore di  $\zeta_e$  pari a 0,7557 e comunque incrementato del valore superiore o uguale a 0,1 rispetto allo stato di fatto come richiesto al § 8.4.2 delle NTC2018.**

##### **Criteri di modellazione**

Il conseguimento del miglioramento globale, a seguito degli interventi di progetto, è stato riscontrato tramite il programma ad elementi finiti PCM, della AEDES di San Minato Basso (PI).

La modellazione si articola mediante l'inserimento delle geometrie della costruzione e degli elementi compositivi per la creazione del "modello architettonico".

I pesi propri dei materiali vengono contemplati in automatico dal software ed i carichi degli elementi solaio vengono assegnati in fase di modellazione.

Successivamente viene generato il “modello strutturale” per le verifiche globali del fabbricato.

Al modello generato vengono applicati manualmente i carichi aggiuntivi non inseribili in automatico in fase di modellazione iniziale se necessari.

Il modello strutturale schematizza la struttura con un telaio equivalente mediante elementi aste, nodi e solai. Il telaio equivalente è costruito secondo la “Diffusione 30°” in cui la definizione delle zone rigide seguirà una legge di diffusione a 30° secondo il noto metodo elaborato dal Prof. Dolce.

La struttura viene vincolata alla base mediante nodi incastrati (vincoli alle traslazioni ed alle rotazioni).

Il primo ed il secondo solaio, in cui è stata rilevata la presenza di una soletta in c.a. con spessore 4 cm, sono stati considerati infinitamente rigidi, mentre il terzo solaio e la copertura sono stati considerati flessibili per la mancanza di tale soletta. Nel modello dello stato di progetto, anche il terzo solaio è stato considerato infinitamente rigido, in quanto è previsto l'intervento di realizzazione della soletta in c.a. superiormente allo stesso che verrà ancorata mediante connettori metallici ai travetti in c.a. e barre metalliche da c.a. alle murature perimetrali.

I sottofinestra, essendo realizzati con spessore ridotto per la presenza delle nicchie dei termosifoni, sono stati considerati non reagenti ed inseriti solo come carico.

I vari campi di solaio sono delimitati da cordolature e corree in c.a., di altezza pari a quella del solaio, armate con 4 verghe longitudinali diametro 10 mm e staffate con staffe diametro 6 mm (come si evince dalla verifica tecnica a firma dell'Ing. Matteo Lazzaretti). Cordoli e corree assicurano i collegamenti fra gli orizzontamenti e le murature verticali, posto che entrano sempre nello spessore dei muri sino al paramento esterno (rivestito con listello faccia a vista).

Esternamente alcune corree assumono la conformazione di vere e proprie travi con armatura più significativa (sono presenti sempre almeno 2 ferri diametro 12 mm sagomati (ulteriori oltre l'armatura dei cordoli e corree “a spessore”). La loro rigidezza permette di ridurre la snellezza dei maschi murari delimitati superiormente da dette travi; ciò sia nel piano che perpendicolarmente.

Sui rimanenti lati, oltre alla correa a livello del solaio, sono presenti voltini in marmiglia che non garantiscono il “funzionamento statico” delle fasce di piano. Si è optato pertanto, nella modellazione, di non considerare le fasce e di inserire travi ribassate in c.a. in corrispondenza delle aperture sui fronti interessati dalla presenza delle corree.

Le predette travi in c.a. e le cordolature di piano sono state considerate nel modello svincolando a flessione le fasce di piano ed assegnandovi una resistenza a trazione pari a quella n° 4 diam. 10 mm con caratteristiche pari a quelle delle armature rilevate nelle indagini:

Resistenza a trazione delle fasce:  $f_y = 3150 \text{ daN/cm}^2$        $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$   
 $T = (3150 * 3,14) / (1,15 * 1,2) = 71,67 \text{ kN}$

Le fasce di piano sono state inserite con la medesima altezza delle cordolature in c.a. (24 cm per il primo e secondo solaio, 22 cm per il terzo solaio e 67 cm per le corree maggiorate).

Le scale (in c.a.) sono state inserite nel modello di calcolo come solai a livello del piano superiore (tale modellazione risulta cautelativa dal punto di vista dell'analisi sismica in quanto la massa generata dalle stesse viene applicata interamente al piano superiore).

Al fine di considerare la fessurazione degli elementi strutturali i moduli elastici delle murature e degli elementi in c.a. sono stati ridotti del 50%.

Sul modello tridimensionale così realizzato sono state condotte l'analisi modale, l'analisi lineare non sismica, una analisi dinamica lineare (per le verifiche a pressoflessione ortogonale con il metodo equivalente) ed un'analisi statica non lineare sismica (pushover).

Trattandosi di valutazione di vulnerabilità sismica di edificio esistente e non avendo incrementi di carichi in fondazione superiori al 10% rispetto allo stato di fatto, si è ritenuto di non dover effettuare ulteriori verifiche sul sistema di fondazione e, più in generale, sull'interazione terreno-struttura. Per quanto sopra esposto durante i sopralluoghi non sono stati rilevati segni di fessurazioni che possano ricondurre ad eventuali cedimenti fondali.

Trattandosi di una costruzione esistente, tuttavia, è necessario fare riferimento anche a quanto riportato al Cap. 8 del D.M. 17/01/2018 stesso; nello specifico, al par. 8.3 viene chiarito che “la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al par. 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti”. A ciò si aggiunge, al capoverso successivo, la precisazione che “per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al par. 7.3.6”.

Per i motivi esposti e richiamando quanto detto ai paragrafi precedenti del presente elaborato, **la Progettazione degli interventi dell'edificio oggetto di analisi è stata svolta prendendo in considerazione lo SLV** (verifiche di resistenza, Tab. 7.3.III NTC 2018), per quanto riguarda le verifiche SLU.

### **Fabbricati di nuova realizzazione**

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico). Le configurazioni studiate per la struttura in esame **sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica**.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$K \cdot u = F$  dove  $K$  = matrice di rigidezza  
 $u$  = vettore spostamenti nodali  
 $F$  = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo **BEAM** (trave-D2)
- Elemento tipo **PLATE** (piastra-guscio-D3)
- Elemento tipo **BOUNDARY** (molla)
- Elemento tipo **STIFFNESS** (matrice di rigidezza)
- Elemento tipo **SOLAIO** (macro elemento composto da più membrane)

Progetto-verifica degli elementi	
Progetto cemento armato	D.M. 17-01-2018
Progetto acciaio	D.M. 17-01-2018
Azione sismica	
Norma applicata per l'azione sismica	D.M. 17-01-2018

Per tutte le strutture sono stati utilizzati i seguenti:

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	SI
SLO	SI
SLU GEO A2 (per approccio 1)	SI
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

La modellazione delle strutture è stata eseguita tramite software di calcolo Pro\_Sap utilizzando un'analisi dinamica modale per il calcolo delle azioni sismiche.

La ricostruzione dell'assetto litostratigrafico locale è stata effettuata dal Geol. Luca Calzolari. Le indagini effettuate sono riportate nel paragrafo "1.3 - Descrizione delle caratteristiche geologiche" della presente e nella relazione geotecnica.

Sono stati calcolati i cedimenti riportati graficamente nella presente relazione e numericamente nella relazione geotecnica.

Per scelta progettuale sono stati realizzati due modelli di calcolo distinti rispettivamente per la scala e il vano ascensore:

- MODELLO 1: sola struttura metallica in elevazione (cosciali, pilastri, travi) senza la presenza delle fondazioni; i pilastri e i cosciali sono stati vincolati a terra attraverso un nodo incastro;
- MODELLO 2: struttura completa con fondazioni (cosciali, pilastri, travi, setti in c.a. e platea di fondazione).

Le analisi e le verifiche sugli elementi metallici in elevazione sono state condotte sul MODELLO 1, mentre le analisi e le verifiche sulle fondazioni e sulle pareti controterra in c.a. sul MODELLO 2.

Per quanto riguarda il locale tecnico è stato svisto un unico modello di calcolo.

#### 1.11.1 – Condizioni di regolarità [§ 7.2.2]

##### **Fabbricato esistente**

###### **CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.1]**

Dalle condizioni controllate, l'edificio risulta:

- **NON REGOLARE IN PIANTA**
- **NON REGOLARE IN ALTEZZA**

###### **REGOLARITA' IN PIANTA:**

a) La configurazione in pianta deve essere compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze.

b) **Il rapporto tra lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta deve essere < 4.**

Considerando un rettangolo con lati paralleli agli assi XY, si ha:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 27.775
- Dimensione minore in pianta (m) = 20.241
- **Rapporto tra le due dimensioni = 1.37 < 4**

c) **Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione.**

Parametri di riferimento per eseguite i controlli su eventuali rientri o sporgenze:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 27.78
  - corrispondente limitazione su rientri e sporgenze:  $\leq 25\%$  di 27.78 = 6.94
- Dimensione minore in pianta (m) = 20.24
  - corrispondente limitazione su rientri e sporgenze:  $\leq 25\%$  di 20.24 = 5.06

d) **Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti: no**

###### **REGOLARITA' IN ALTEZZA:**

e) Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione

f) **Controlli su variazioni di massa e di rigidezza:**

la regolarità in altezza richiede le seguenti condizioni:

variazioni di massa  $\leq 25\%$ ; variazioni di rigidezza:  $-30\% \leq \Delta K \leq +10\%$ .

La rigidezza si riferisce alle condizioni sismiche e tiene quindi conto

di eventuali rigidezze fessurate (definite come: '% di K elastica' nei Dati Aste)



- Piano 1:
  - peso [da massa in dir.X] (kN) = 4850.47
  - peso [da massa in dir.Y] (kN) = 4850.47
  - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 2677.584
  - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 2113.887
- Piano 2:
  - peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 4183.13
  - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -13.76 %**
  - peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 4183.13
  - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -13.76 %**
  - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 1847.408
  - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -31.00 %**
  - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 1775.179
  - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -16.02 %**
- Piano 3:
  - peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 2725.07
  - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -34.86 %**
  - peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 2725.07
  - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -34.86 %**
  - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 1874.071
  - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = 1.44 %**
  - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 1781.532
  - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = 0.36 %**
- Piano 4:
  - peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 2151.97
  - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -21.03 %**
  - peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 2151.97
  - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -21.03 %**
  - rigidezza in dir.X (kN/mm) = 134735.7
  - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = +7089.47 %**
  - Attenzione: muri bassi (sottotetto) nel piano di copertura possono essere molto rigidi determinando un'elevata variazione di rigidezza rispetto al piano sottostante. In tal caso è ragionevole valutare la regolarità solo sui piani sottostanti.
  - rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 18432.26
  - **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = +934.63 %**
  - Attenzione: muri bassi (sottotetto) nel piano di copertura possono essere molto rigidi determinando un'elevata variazione di rigidezza rispetto al piano sottostante. In tal caso è ragionevole valutare la regolarità solo sui piani sottostanti.

#### h) Controlli da eseguire su eventuali restringimenti (m):

- Piano 2:
  - Dimensione maggiore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 20.24 = 6.07
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 20.24 = 4.05
  - Dimensione minore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 27.78 = 8.33
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 27.78 = 5.56
- Piano 3:
  - Dimensione maggiore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 20.24 = 6.07
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 20.24 = 4.05
  - Dimensione minore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 27.78 = 8.33
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 27.78 = 5.56
- Piano 4:
  - Dimensione maggiore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 20.24 = 6.07
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 20.29 = 4.06
  - Dimensione minore in pianta:
    - Limitazione rispetto al piano terreno:  $\leq 30\%$  di 27.78 = 8.33
    - Limitazione rispetto al piano sottostante:  $\leq 20\%$  di 27.84 = 5.57

#### Fabbricati di nuova realizzazione

Secondo il §7.2.1 una struttura è definita regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

**Le strutture sono state considerate NON regolari in pianta.**

Secondo il 7.2.1 una struttura è definita regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo *SLV* non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

**Le strutture sono state considerate NON regolari in altezza.**

*1.11.2 – Classe di duttilità*

La struttura è stata considerata **non dissipativa** per la scala e per il locale tecnico, per il vano ascensore invece è stata considerata **classe di duttilità B**.

*1.11.3 – Calcolo del fattore di comportamento*

Il valore utilizzato nella modellazione per la scala e per il locale tecnico è pari a:

$$q=1.00$$

Il valore utilizzato nella modellazione per il vano ascensore è pari a:

$$q=1.50$$

*1.11.4 – Classe di esecuzione*

Si riporta di seguito la definizione della classe di esecuzione determinata secondo la UNI EN 1090.

Fattore CC – Classe di conseguenza: **CC2**

Classe di Conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	<b>Elevate</b> conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze <b>molto gravi</b> in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate in impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (per esempio una sala da concerti)
CC2	Conseguenze <b>medie</b> per perdita di vite umane, conseguenze <b>considerevoli</b> in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (per esempio un edificio per uffici)
CC1	Conseguenze <b>basse</b> per perdita di vite umane, e conseguenze <b>modeste o trascurabili</b> in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nei quali generalmente nessuno entra (per esempio magazzini, serre)

Fattore SC – Classe di conseguenza: **SC1**

Categorie	Criteri
SC1	Strutture e componenti progettate solo per azioni quasi statiche (Esempio: Edifici) Strutture e componenti con connessioni progettate per azioni sismiche nelle regioni con bassa attività sismica e in DCL* Strutture e componenti progettati per le azioni a fatica degli apparecchi di sollevamento (classe S0)**
SC2	Strutture e componenti progettate per le azioni a fatica secondo EN 1993. [Esempi: ponti stradali e ferroviari, gru (classe da S1 a S9)**; strutture suscettibili alle vibrazioni indotte dal vento, dalla folla o dalla rotazione di macchine] Strutture e componenti con connessioni progettate per azioni sismiche nelle regioni con media o alta attività sismica e in DCM* e DCH*

Fattore PC – Classe di conseguenza: **PC1**

Categorie	Criteri
PC1	Componenti non saldati realizzati da prodotti di qualsiasi classe di acciaio Componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio di classe minore a S355
PC2	Componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio di classe S355 e maggiore Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati mediante saldatura in cantiere Componenti prodotti mediante formatura a caldo o che ricevono un trattamento termico durante la fabbricazione Componenti di tralicci CHS che richiedono taglio finale del prodotto

Si ottiene pertanto dalla seguente tabella, la classe di esposizione per l'opera in progetto:

Classi di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 (*)	EXC3 (*)
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 (*)	EXC4
(*) EXC4 per strutture speciali o strutture con conseguenze particolarmente gravi a seguito di un cedimento strutturale, secondo quanto richiesto da prescrizioni nazionali							

Classe di esposizione: **EXC2**



1.12 – AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE E CARICHI APPLICATI ALLA STRUTTURA

**CALCOLO DEI CARICHI DI NEVE E VENTO**

**LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO**

Località: CALESTANO  
Provincia: PARMA  
Regione: EMILIA-ROMAGNA

Altitudine s.l.m.: 399.0 m

**CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO**

Normativa di riferimento:  
D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI  
Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

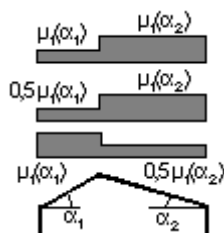
**NEVE:**

Zona Neve = I Mediterranea  
Periodo di ritorno,  $T_r = 50$  anni  
 $C_{tr} = 1$  per  $T_r = 50$  anni  
 $C_e$  (coeff. di esposizione al vento) = 1.00  
Valore caratteristico del carico al suolo =  $q_{sk} C_e C_{tr} = 194$  daN/mq

Copertura a due falde:

Angolo di inclinazione della falda  $\alpha_1 = 19.0^\circ$   
 $\mu_1(\alpha_1) = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 155$  daN/mq  
Angolo di inclinazione della falda  $\alpha_2 = 19.0^\circ$   
 $\mu_1(\alpha_2) = 0.80 \Rightarrow Q_2 = 155$  daN/mq

Schema di carico:



**VENTO:**

Zona vento = 2  
Velocità base della zona,  $V_{b.o} = 25$  m/s (Tab. 3.3.I)  
Altitudine base della zona,  $A_o = 750$  m (Tab. 3.3.I)  
Altitudine del sito,  $A_s = 399$  m  
Velocità di riferimento,  $V_b = 25.00$  m/s ( $V_b = V_{b.o}$  per  $A_s \leq A_o$ )  
Periodo di ritorno,  $T_r = 50$  anni  
 $C_r = 1$  per  $T_r = 50$  anni  
Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto,  $V_r = V_b C_r = 25.00$  m/s

Classe di rugosità del terreno: B  
[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Esposizione: Cat. IV - Entroterra fino a 500 m di altitudine  
( $K_r = 0.22$ ;  $Z_o = 0.30$  m;  $Z_{min} = 8$  m)  
Pressione cinetica di riferimento,  $q_b = 39$  daN/mq

Coefficiente di forma,  $C_{pe}$  = valutato con quanto riportato nella circolare n°7 del 21/01/2019  
Coefficiente dinamico,  $C_d = 1.00$   
Coefficiente di esposizione,  $C_e = 1.94$   
Coefficiente di esposizione topografica,  $C_t = 1.00$   
Altezza dell'edificio,  $h = 12.64$  m

\*\*\*\*\*

### VALUTAZIONE DELLE TRAMEZZATURE

Per il calcolo si fa riferimento al § 3.1.3. delle NTC 2018.

Spessore medio tramezze di calcolo: 12 cm (sono presenti principalmente tramezze da 10 cm con alcuni elementi da 12 e 20 cm).  
Altezza di calcolo: 330 cm

Intonaco	20,00 daN/mq
Muratura in laterizio	100,00 daN/mq
Intonaco	20,00 daN/mq
<b>Totale:</b>	<b>140,00 daN/mq</b>

Carico a metro lineare di parete:  $140 \times 3.3 = 462$  daN/ml

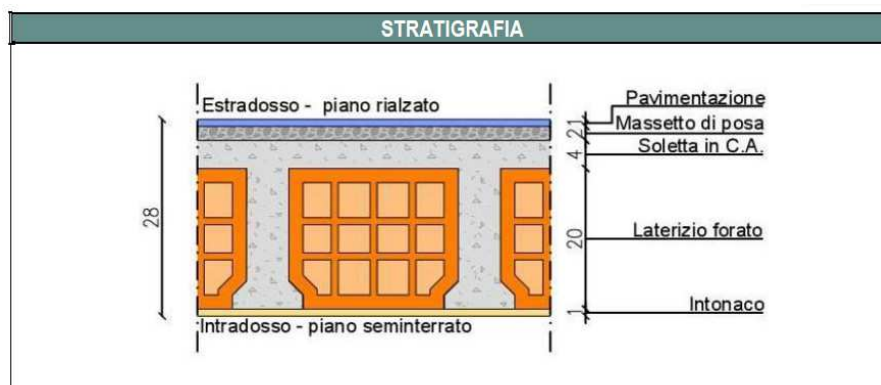
Il carico risulta compreso tra 4.00 kN/m e 5.00 kN/m. Nei solai con la presenza di divisori si adotta un carico distribuito pari a 200 daN/mq

#### 1.12.1 – Stato di fatto

### CARICHI APPLICATI ALLA STRUTTURA

I seguenti carichi sono stati desunti dalla relazione dello studio CST Engineering S.r.l. di cui si riportano gli stralci delle schede di restituzione relative alle indagini video – endoscopiche eseguite sui solai d'interpiano della struttura in oggetto, al fine di ottenere i pacchetti stratigrafici degli stessi.

#### PRIMO E SECONDO SOLAIO



Solaio in laterocemento sp. 20+4 cm

300,00 daN/mq  
 $G_{1k} = 300,00$  daN/mq

Intonaco di cemento e sabbia

30,00 daN/mq

Massetto

$2400 \times 0,02 =$

48,00 daN/mq

Pavimentazione

40,00 daN/mq

**G<sub>2k</sub> = 118,00 daN/mq**

Carico di esercizio (categoria C1)

**Q<sub>k</sub> = 300,00 daN/mq**

Riassunto carichi utilizzati nella modellazione:

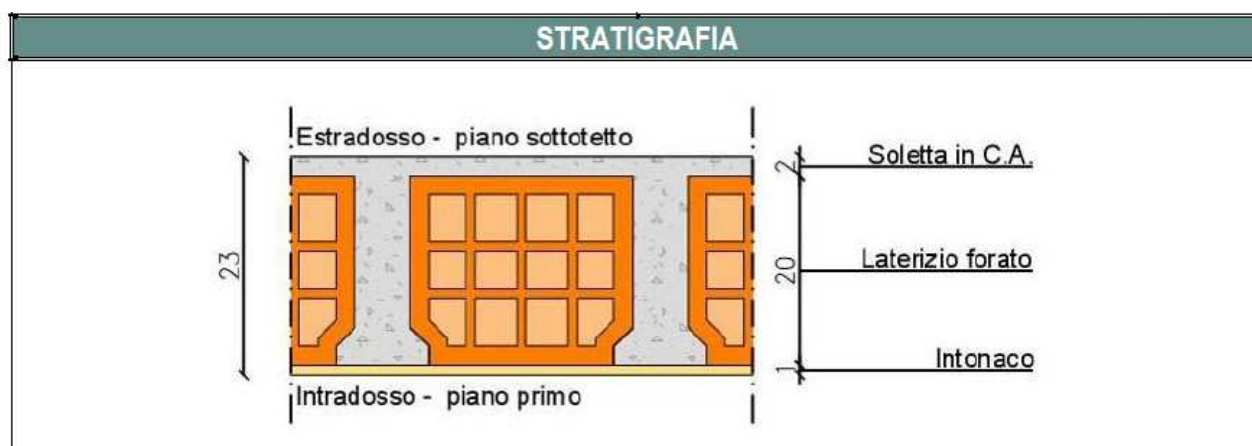
Elementi senza divisori

**G<sub>1k</sub> = 300 daN/mq**  
**G<sub>2k</sub> = 118 daN/mq**  
**Q<sub>k</sub> = 300 daN/mq**

Elementi con divisori

**G<sub>1k</sub> = 300 daN/mq**  
**G<sub>2k</sub> = 318 daN/mq**  
**Q<sub>k</sub> = 300 daN/mq**

### TERZO SOLAIO



Solaio in laterocemento sp. 20+2 cm

260,00 daN/mq

**G<sub>1k</sub> = 260,00 daN/mq**

Intonaco di cemento e sabbia

30,00 daN/mq

**G<sub>2k</sub> = 30,00 daN/mq**

Carico di esercizio (categoria H)

**Q<sub>k</sub> = 50,00 daN/mq**

Riassunto carichi utilizzati nella modellazione:

**G<sub>1k</sub> = 260 daN/mq**  
**G<sub>2k</sub> = 30 daN/mq**  
**Q<sub>k</sub> = 50 daN/mq**

\*\*\*\*\*

### SCALE

Soletta in c.a. sp. 15 cm

375,00 daN/mq

**G<sub>1k</sub> = 375,00 daN/mq**

Intonaco di intradosso  
Formazione dei gradini

30,00 daN/mq  
200,00 daN/mq

Massetti	160,00 daN/mq
Rivestimento	150,00 daN/mq
	<b>G<sub>2k</sub> = 540,00 daN/mq</b>

Carico di esercizio (cat. C Scale comuni, balconi e ballatoi)	<b>Q<sub>k</sub> = 400,00 daN/mq</b>
---	--------------------------------------

Riassunto carichi utilizzati nella modellazione:

<b>G<sub>1k</sub> =</b>	<b>375</b>	<b>daN/mq</b>
<b>G<sub>2k</sub> =</b>	<b>540</b>	<b>daN/mq</b>
<b>Q<sub>k</sub> =</b>	<b>400</b>	<b>daN/mq</b>

\*\*\*\*\*

### CORDOLO/CORNICIONE IN C.A. LATERALE

Riassunto carichi utilizzati nella modellazione:

<b>G<sub>2k</sub> =</b>	<b>650</b>	<b>daN/m</b>
-------------------------	------------	--------------

### CORDOLO/CORNICIONE IN C.A. FRONTALE

Riassunto carichi utilizzati nella modellazione:

<b>G<sub>2k</sub> =</b>	<b>375</b>	<b>daN/m</b>
-------------------------	------------	--------------

\*\*\*\*\*

### AGGETTI IN C.A.

Soletta in c.a.	500,00 daN/mq
	<b>G<sub>1k</sub> = 500,00 daN/mq</b>

Impermeabilizzazione	50,00 daN/mq
	<b>G<sub>2k</sub> = 50,00 daN/mq</b>

Carico di esercizio (neve)	<b>Q<sub>nk</sub> = 155,00 daN/mq</b>
----------------------------	---------------------------------------

Riassunto carichi utilizzati nella modellazione:

<b>G<sub>1k</sub> =</b>	<b>500</b>	<b>daN/mq</b>
<b>G<sub>2k</sub> =</b>	<b>50</b>	<b>daN/mq</b>
<b>Q<sub>k</sub> =</b>	<b>155</b>	<b>daN/mq</b>

*Si esclude l'accumulo neve in quanto l'aggetto risulta completamente coperto dalla copertura dell'edificio.*

\*\*\*\*\*

### COPERTURA

Solaio in laterocemento inclinato	260,00 daN/mq
	<b>G<sub>1k</sub> = 260,00 daN/mq</b>

Rasatura	50,00 daN/mq
Manto di copertura in tegole di laterizio	40,00 daN/mq
	<b>G<sub>2k</sub> = 90,00 daN/mq</b>

Carico di esercizio (categoria H)	(155 + 254) / 2	<b>Q<sub>k</sub> = 205,00 daN/mq</b>
-----------------------------------	-----------------	--------------------------------------

Riassunto carichi utilizzati nella modellazione:

<b>G<sub>1k</sub> =</b>	<b>260</b>	<b>daN/mq</b>
-------------------------	------------	---------------



$$\begin{aligned} G_{2k} &= 90 \text{ daN/mq} \\ Q_k &= 205 \text{ daN/mq} \end{aligned}$$

### 1.12.2 – Stato di progetto

Si riporta il solo carico del terzo solaio che è variato rispetto allo stato di fatto per la realizzazione della soletta in c.a.

### TERZO SOLAIO

Solaio in laterocemento sp. 20 cm (rimossa soletta esistente)		200,00 daN/mq
	<b>G<sub>1k</sub> =</b>	<b>200,00 daN/mq</b>

Isolante		10,00 daN/mq
Soletta in cls alleggerito tipo LECA 1400 sp. 5 cm      1400 x 0,05 =		70,00 daN/mq
Intonaco di cemento e sabbia		30,00 daN/mq
	<b>G<sub>2k</sub> =</b>	<b>110,00 daN/mq</b>

Carico di esercizio (categoria H)		<b>Q<sub>k</sub> = 50,00 daN/mq</b>
-----------------------------------	--	-------------------------------------

Riassunto carichi utilizzati nella modellazione:

$$\begin{aligned} G_{1k} &= 200 \text{ daN/mq} \\ G_{2k} &= 110 \text{ daN/mq} \\ Q_k &= 50 \text{ daN/mq} \end{aligned}$$

\*\*\*\*\*

### CARICO ASCENSORE

Al fine di considerare l'installazione di un eventuale ascensore, alle aste poste perimetralmente alla posizione dello stesso, è stato inserito un carico orizzontale pari a 200 daN/ml.

### 1.12.3 – Nuove realizzazioni

#### Scala antincendio

Si riporta il riassunto carichi utilizzati nella modellazione.

Carichi applicati alla struttura metallica (ai gradini e ballatoi):

$$\begin{aligned} G_{1k} &= 40 \text{ daN/mq} \\ G_{2k} &= 0 \text{ daN/mq} \\ Q_k &= 400 \text{ daN/mq} \end{aligned}$$

Carico distribuito da peso proprio parapetto (ai cuscini e travi dei ballatoi):

$$G'_k = 20 \text{ daN/m}$$

Azione del vento applicata sui vari profilati:

$$\begin{aligned} Q_{v,1k} &= 18 \text{ daN/m} \\ Q_{v,2k} &= 20 \text{ daN/m} \end{aligned}$$

Carichi applicati alla struttura di fondazione (platea):

$$\begin{aligned} G_{1k} &= 270 \text{ daN/mq} \\ G_{2k} &= 0 \text{ daN/mq} \\ Q_k &= 500 \text{ daN/mq} \end{aligned}$$

Carichi termico applicato alla struttura metallica:

$$\Delta t = \pm 25^{\circ}$$

Determinazione del carico sui gradini:

peso 1 gradino (da scheda tecnica)= 13,7 Kg

rapportandolo al metro quadrato ( $L=0,32\text{m}$  – lungh.=  $1,20\text{m}$ ) si ottiene un valore di carico pari a  $35,68\text{ daN/m}^2$ , assunto per approssimazione ai fini della modellazione pari  $40\text{ daN/m}^2$ .

Determinazione del carico di esercizio:

Categoria d'uso della costruzione: **cat. C1:** "aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento"

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		$\geq 4,00$	$\geq 4,00$	$\geq 2,00$

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.  
\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

(NTC2018)

#### Determinazione del carico distribuito lineare per il peso proprio del parapetto:

peso 50x50x3= 4,47Kg/m  
 altezza= 1,10m  
 Peso singolo montante= 4,92Kg  
 Peso 1 metro di corrimano= 4,47Kg  
 Peso fascia bassa 80x30x3= 4,72Kg/m  
 Peso al metro= 4,72Kg  
 Peso tondo diam.10mm= 0,61Kg/m  
 Altezza tondo= 1m  
 Peso 1 tondo= 0,61Kg  
 Interasse tondi= 10cm  
 In 1 metro si ottengono 8x 0,617= 4.9Kg  
 Totale= 19,01Kg al metro lineare.  
 Si è considerato per approssimazione  $G'_{1,K}= 20\text{daN/m}$

Id	Tipo: CARICO LINEARMENTE DISTRIBUITO	Pos.	$f_x$	$f_y$	$f_z$	$m_x$	$m_y$	$m_z$
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
1	DG:Fzi=-0.20 Fzf=-0.20	0.0	0.0	0.0	-0.20	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-0.20	0.0	0.0	0.0

#### Determinazione del carico del vento, come carico linearmente distribuito sui pilastri e sulle travi:

Vento applicato sui pilastri HEA200:  
 $q_{vk} = 89 \text{ daN/m}^2$   
 larghezza putrella= 20cm  
 Carico vento applicato  $Q_{vk} = 89 \times 0,20\text{m} = 17,80 \text{ daN/m}$  considerato in approssimazione  $Q_{1,vk} = 18 \text{ daN/m}$

Vento applicato sulle travi IPE220:

$q_{vk} = 89 \text{ daN/m}^2$

altezza putrella= 220cm

Carico vento applicato  $Q_{v,k} = 89 \times 0,22\text{m} = 19,58 \text{ daN/m}$  considerato in approssimazione  $Q_{2,v,k} = 20 \text{ daN/m}$

Vento applicato sulle travi UPN220:

$q_{v,k} = 89 \text{ daN/m}^2$

altezza putrella= 220cm

Carico vento applicato  $Q_{v,k} = 89 \times 0,22\text{m} = 19,58 \text{ daN/m}$  considerato in approssimazione  $Q_{2v,k} = 20 \text{ daN/m}$

La scala è riparata dal vento grazie alla presenza dall'edificio scolastico in direzione sud ed est. Pertanto si è scelto di valutare solo l'azione del vento proveniente da nord e ovest (direzioni indicate come +X e +Y).

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
2	Vento su pilastri +X -DG:Fxi=0.19 Fxf=0.19	0.0	0.18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	Vento su pilastri +Y-DG:Fyi=0.19 Fyf=0.19	0.0	0.0	0.18	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.18	0.0	0.0	0.0	0.0
8	Vento su travi +X-DG:Fyi=0.21 Fyf=0.21	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	Vento su travi +Y-DG:Fyi=0.21 Fyf=0.21	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0

Determinazione del carico distribuito agente sulla platea:

Peso proprio pavimentazione in autobloccanti (standard):  $G_k = 130 \text{ daN/m}^2$

Peso proprio sottofondo (stabilizzato)  $G_k = 140 \text{ daN/m}^2$

Totale carico:  $G_k = 270 \text{ daN/m}^2$

Carico folla a terra (dallo schema di carico 5 del §5.1.3.3.3):  $Q_k = 500 \text{ daN/m}^2$

### **CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO**

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Altitudine s.l.m.: 72.0 m

**NEVE:**

Zona Neve = I Mediterranea

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.10

Valore caratteristico del carico al suolo =  $q_{sk} C_e = 200 \text{ daN/mq}$

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda  $\alpha = 0.0^\circ$

$\mu_1 = 0.80 \Rightarrow$

**$Q_{n,k} = 160 \text{ daN/mq}$**



Carico neve non prevalente e dunque non applicato alla struttura avendo dato la prevalenza al carico di esercizio nettamente maggiore, a favore di sicurezza. Entrambi i carichi non potranno essere contemporanei, pertanto non sarà inserita la neve nelle condizioni di carico, essendo di minore entità rispetto alla folla.

#### VENTO:

Zona vento = 2  
Velocità base della zona,  $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$  (Tab. 3.3.I)  
Altitudine base della zona,  $A_o = 750 \text{ m}$  (Tab. 3.3.I)  
Altitudine del sito,  $A_s = 417 \text{ m}$   
Velocità di riferimento,  $V_b = 25.00 \text{ m/s}$  ( $V_b = V_{b.o}$  per  $A_s \leq A_o$ )  
Periodo di ritorno,  $T_r = 50$  anni  
Periodo di ritorno,  $T_r = 75$  anni  
 $C_r = 0,75 (1 - 0,2 \ln(-\ln(1-1/T_r)))^{1/2} \cdot 0,023 \text{ anni}$   
Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto,  $V_r = V_b C_r = 25.00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: B  
[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: (Entroterra fino a 500 m di altitudine) tipo IV  
( $K_r = 0.22$ ;  $Z_o = 0.30 \text{ m}$ ;  $Z_{min} = 8 \text{ m}$ )  
Pressione cinetica di riferimento,  $q_b = 39 \text{ daN/mq}$

Il coefficiente di forma è stato calcolato secondo il paragrafo C.3.3.8.6.1 della Circolare 21.01.2019 n.7, considerando la superficie di applicazione come trave isolata, considerando  $\varphi = 1$ .

##### C3.3.8.6.1 Travi isolate

Indicate con:

$S$  la superficie delimitata dal contorno della trave;

$S_p$  la superficie della parte piena della trave;

$$\varphi = \frac{S_p}{S} \quad [\text{C3.3.7}]$$

la pressione totale si considera agente solo su  $S_p$  e si valuta utilizzando i seguenti valori del coefficiente  $c_p$ :

$$\begin{aligned} c_p &= 2 - \frac{4}{3} \varphi && \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3 \\ c_p &= 1,6 && \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8 \\ c_p &= 2,4 - \varphi && \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1 \end{aligned} \quad [\text{C3.3.8}]$$

*Circolare 21.01.2019*

Coefficiente di forma,  **$C_p = 1.40$**   
Coefficiente dinamico,  $C_d = 1.00$   
Coefficiente di esposizione,  $C_e = 1.63$   
Coefficiente di esposizione topografica,  $C_t = 1.00$   
Altezza dell'edificio,  $h = 6.12 \text{ m}$   
**Pressione del vento,  $p = q_b C_e C_p C_d = 89 \text{ daN/mq}$**

#### TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA:

Zona: I  
 $T_{min} = -16.67^\circ$  [NTC 3.5.1]  
 $T_{max} = 39.50^\circ$  [NTC 3.5.2]

Nella modellazione è stata considerata una variazione di temperatura applicata a tutta la struttura pari a  $\pm 25^\circ$ , secondo la tabella 3.5.II.

Tab. 3.5.II – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ\text{C}$

Sulla platea è stato applicato il carico derivante dalla folla e dal peso proprio del sottofondo e pavimentazione:

Tipo	carico variabile generale
------	---------------------------

Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
10	Carico Folla su platea-QV:unif - Qz - Area				
	Unif. Qz Area L2=0.0		-0.05		
11	Carico Sottofondo e pavim. su platea-QV:unif - Qz - Area				
	Unif. Qz Area L2=0.0		-0.027		

### Vano ascensore

Si riporta il riassunto carichi utilizzati nella modellazione.

Carichi applicati sul primo solaio (latero-cemento):

$$\begin{aligned} G_{1k} &= 430 \text{ daN/mq} \\ G_{2k} &= 0 \text{ daN/mq} \\ Q_k &= 400 \text{ daN/mq} \end{aligned}$$

Carichi applicati sul secondo solaio (lamiera+soletta):

$$\begin{aligned} G_{1k} &= 400 \text{ daN/mq} \\ G_{2k} &= 0 \text{ daN/mq} \\ Q_k &= 400 \text{ daN/mq} \end{aligned}$$

ID Arch.	Tipo	G1k	G2k	Qk	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi
		daN/ m2	daN/ m2	daN/ m2							
1	Variab.	430.00		400.00		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00
2	Variab.	400.00		400.00		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00

Azione del vento applicata sui pannelli come carico di pressione:

$$\begin{aligned} Q_{v,soprak} &= 60 \text{ daN/mq} \\ Q_{v,sottok} &= 68 \text{ daN/mq} \end{aligned}$$

La struttura è esposta sul solo lato vetrato, quindi l'azione del vento è stata applicata solo in tale direzione (direzione indicata come +Y e -Y), considerando un coefficiente di forma pari a  $C_{pe\text{ sotto}} = 0,9$  e  $C_{pe\text{ sopra}} = 0,8$ .

Tipo	carico di pressione uniforme su piastra	
Id	Tipo	pressione
		daN/ m2
7	QVK PAN v+	60.00

Tipo carico di pressione uniforme su piastra		
Id	Tipo	pressione
8	QVK PAN y-	68.00

Peso delle vetrate applicato come carico lineare sulla trave:

$$G_{1k} = 154 \text{ daN/mq}$$

Il peso delle vetrate è stato determinato un'altezza di 3,30 m e uno spessore del vetro di 18 mm

Tipo carico distribuito globale su trave								
Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		m	daN/ m	daN/ m	daN/ m	daN	daN	daN
9	peso vetro	0.0	0.0	0.0	-154.00	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-154.00	0.0	0.0	0.0

Spinte orizzontali pistone ascensore (applicate a favore di sicurezza, valori tabellari da scheda tecnica):

$$F_x = 280 \text{ daN}$$

$$F_y = 80 \text{ daN}$$

Tipo carico concentrato nodale								
Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		daN	daN	daN	daN m	daN m	daN m	
10	spinte ascensore	-280.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
11	spinte ascensore	0.0	80.00	0.0	0.0	0.0	0.0	

Carichi applicati alla struttura di fondazione (platea):

$$G_{1k} = 310 \text{ daN/mq}$$

$$G_{2k} = 0 \text{ daN/mq}$$

$$Q_k = 400 \text{ daN/mq}$$

Tipo carico variabile generale					
Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		m	daN/ m2	m	daN/ m2
1	permanente platea				
	Unif. Qz Area L2=0.0		-310.00		
2	variabile platea				
	Unif. Qz Area L2=0.0		-400.00		

Determinazione del carico distribuito agente sulla platea:

Peso proprio pavimentazione:  $G_k = 40 \text{ daN/m}^2$

Peso proprio sottofondo:  $G_k = 90 \text{ daN/m}^2$

Peso proprio caldana sp. 15 cm:  $G_k = 180 \text{ daN/m}^2$

Totale carico:  $G_k = 310 \text{ daN/m}^2$

Carico ambienti suscettibili di affollamento:  $Q_k = 400 \text{ daN/m}^2$

Spinte del terreno:

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla struttura sono legate allo spostamento relativo che lo stesso può subire; essendo una struttura completamente interrata, si può assumere che le deformazioni del terreno siano impedita dal manufatto. Sulla base di tali ipotesi, considerando il sovraccarico della pavimentazione superiore, la pressione esercitata dal terreno sull'opera è una spinta a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_0 + \gamma \cdot H_P \cdot \gamma_{cls} \cdot k_0$$

Con:

- H altezza dell'intero manufatto;
- $H_P$  altezza della pavimentazione;
- $K_0$  il coefficiente di spinta a riposo di Coulomb che vale:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

dove  $\varphi$  è l'angolo di attrito interno del terreno.

Il diagramma delle pressioni sul muro risulta trapezoidale con valori  $q_{\min}$  in sommità e  $q_{\max}$  alla base.

Pressione in sommità al manufatto:

$$q_{\min} = H_{\text{PAVIMENTO}} \cdot K_0 \cdot \gamma_{cls}$$

Pressione a quota intradosso fondazione:

$$q_{\max} = H_{\text{PAVIMENTO}} \cdot k_0 \cdot \gamma_{cls} + \gamma_t \cdot H \cdot K_0$$

Si riportano a seguire i valori assunti nel calcolo.

Assumendo un angolo di attrito interno del terreno pari a  $35^\circ$ , si ottiene:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.426$$

La pressione in sommità all'opera risulta pari a:

$$q_1 = 5.00 \cdot 0.426 = 2.13 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{si adotta un carico uniforme di } 5.00 \text{ kN/mq della pavimentazione esterna})$$

Mentre la pressione massima alla base risulta pari a:

$$q_2 = 5.00 \cdot 0.426 + 19 \cdot 2.75 \cdot 0.426 = 2.13 + 22.26 = 24.39 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{con } H = H_{\text{muro}} + H_{\text{ricoprimento}} = 2.13 + 24.39 = 3.47 \text{ m}$$

Si trascura l'angolo di attrito terra-muro, che porterebbe ad una scomposizione della spinta statica secondo una componente orizzontale e verticale.



### *Spinta statica del sovraccarico di esercizio*

La presenza di un sovraccarico uniformemente distribuito sul rilevato comporta un'ulteriore spinta sui paramenti esterni risultante da un diagramma delle pressioni costante con la profondità.

Indicando con “q” il sovraccarico, la spinta in esame vale:

$$S_q = q \cdot H \cdot K_0$$

Considerando un valore del sovraccarico uniformemente distribuito “q” pari a 4 kN/m<sup>2</sup>, si ottiene il seguente incremento di spinta orizzontale sui paramenti verticali esterni:

$$q_H = K_0 \cdot q = 0.426 \cdot 4 = 2.63 \text{ kN/m}^2$$

Il diagramma delle pressioni sulla parete risulta rettangolare, con valore costante dalla sommità alla base del paramento.

Si trascura l'angolo di attrito terra-muro, che porterebbe ad una scomposizione della spinta statica secondo una componente orizzontale e verticale.

### *Azioni sismiche*

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sui paramenti verticali esterni dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il D.M. 17/01/2018 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe-Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali e orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_s + \gamma \cdot H_R \cdot H \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_s$$

dove, se  $\beta \leq \phi - \theta$ :

$$K_s = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \theta) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \epsilon - \theta)}{\sin(\varphi - \delta - \theta) \cdot \sin(\beta + \epsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

altrimenti, se  $\beta > \phi - \theta$ :

$$K_s = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \theta)}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

- $\beta$  = angolo tra intradosso parete e la verticale
- $\vartheta$  = angolo definito come:  $\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$ ;
- $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$ , coefficiente di intensità sismica orizzontale
- $k_v = 0.5 \cdot k_h$  = coefficiente di intensità sismica verticale
- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- $g$  = accelerazione di gravità
- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Nel caso di manufatti che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di  $0.5 \cdot H$  rispetto alla base della platea.

In presenza di sisma l'opera è soggetta inoltre alle forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con la stessa:

$$F_i = \frac{a_g}{g} \cdot W$$

Per le analisi in condizioni sismiche della spalla in oggetto sono utilizzati i seguenti valori:

- Vita nominale  $V_n$ : 50 anni;
- Classe d'uso: III;
- Coefficiente d'uso  $C_u$ : 1.5
- categoria di suolo C;
- massima accelerazione orizzontale al suolo:  $a_g/g = 0.276$  (da RSL comprensiva di  $S_s$  e  $S_t$ );
- coefficiente di amplificazione stratigrafica:  $S_s = 1.5$ ;
- coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T = 1$ ;
- coefficiente di riduzione di  $\beta_m$ :  $\beta_m = 1$ ;
- accelerazione orizzontale massima  $a_{max}$ :  $a_{max} = 0.276 g$
- coefficiente di intensità sismica orizzontale  $k_h = 0.276$ ;
- coefficiente di intensità sismica verticale  $k_v = 0.138$ .

Si riportano a seguire i valori assunti nel calcolo.

Tenendo conto che la condizione di spinta più gravosa corrisponde all'adozione di una componente verticale di terremoto positiva, si ottiene il seguente coefficiente di spinta dinamico:

$$K_s = 0.498$$

Per maggior chiarezza si valutano separatamente le componenti della spinta dovute al terreno laterale, alla pavimentazione ed al carico di esercizio.

#### **COMPONENTE DELLA SPINTA DEL TERRENO LATERALE**

Si determina la seguente spinta sismica (statica + dinamica) totale sui paramenti per una larghezza pari a 1 m:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot 19.0 \cdot 2.75^2 \cdot (1 + 0.138) \cdot 0.498 \cong 40.72 \text{ kN/m}$$

La spinta statica in condizioni attive è valutata con la formulazione di Coulomb, che porta ad avere un coefficiente di spinta attivo pari a  $k_A = 0.271$ . La spinta attiva agente sui paramenti, per una larghezza pari a 1 m, vale pertanto:

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot 19.0 \cdot 2.75^2 \cdot 0.271 \cong 19.47 \text{ kN/m}$$

L'incremento di spinta in condizioni sismiche, per una larghezza pari a 1 m, vale pertanto:

$$\Delta S_x = S_s - S_A \cong 40.72 - 19.47 \cong 31.25 \text{ kN/m}$$

L'incremento di spinta va applicato a  $0.5 \cdot H \approx 1.375$  m rispetto alla base del muro.

Nella modellazione ad elementi finiti l'incremento di spinta sismico è stato applicato come carico distribuito a  $m^2$ , ottenuto dividendo l'incremento di spinta a metro lineare per l'altezza del paramento:

$$\Delta q_1 = 31.25 / 2.75 = 11.36 \text{ kN/m}^2. \text{ (base muro – sommità muro)}$$

#### **COMPONENTE DELLA SPINTA DELLA PAVIMENTAZIONE**

Si procede al calcolo come la metodologia precedente:

$$S = q_{pav} \cdot H \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_s$$

$$S_s = 5 \cdot 2.75 \cdot (1 + 0.138) \cdot 0.498 \cong 7.79 \text{ kN/m}$$

$$S_A = 5 \cdot 2.75 \cdot 0.271 \cong 3.73 \text{ kN/m}$$

La spinta statica in condizioni attive ( $k_A = 0.271$ )

$$\Delta S_x = S_s - S_A \cong 7.79 - 3.73 \cong 4.06 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_2 = 4.06 / 2.75 = 1.48 \text{ kN/m}^2. \text{ (altezza in asse al modello)}$$

#### **COMPONENTE DELLA SPINTA DEL CARICO DI ESERCIZIO**

Si procede al calcolo come la metodologia precedente:

$$S = q \cdot H \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_s$$

$$S_s = 4 \cdot 2.75 \cdot (1 + 0.138) \cdot 0.498 \cong 6.23 \text{ kN/m}$$

$$S_A = 4 \cdot 2.75 \cdot 0.271 \cong 2.98 \text{ kN/m}$$

La spinta statica in condizioni attive ( $k_A = 0.271$ )

$$\Delta S_x = S_S - S_A \cong 6.23 - 2.98 \cong 3.25 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_3 = 3.25 / 2.75 = 1.18 \text{ kN/m}^2. \text{ (altezza in asse al modello)}$$

### Locale tecnico

Si riporta il riassunto carichi utilizzati nella modellazione.

Carichi applicati sul solaio (latero-cemento):

$$\begin{aligned} G_{1k} &= 885 \text{ daN/mq} \\ G_{2k} &= 0 \text{ daN/mq} \\ Q_k &= 400 \text{ daN/mq} \end{aligned}$$

ID Arch.	Tipo	G1k daN/ m2	G2k daN/ m2	Qk daN/ m2	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi
1	Variab.	885.00		440.00		1.00	0.50	0.20	0.0	0.0	1.00

Carichi applicati alla struttura di fondazione (platea):

$$\begin{aligned} G_{1k} &= 490 \text{ daN/mq} \\ G_{2k} &= 0 \text{ daN/mq} \\ Q_k &= 300 \text{ daN/mq} \end{aligned}$$

carico variabile generale					
Id	Tipo	ascissa m	valore daN/ m2	ascissa m	valore daN/ m2
1	permanente platea				
	Unif. Qz Area L2=0.0		-490.00		
2	variabile platea				
	Unif. Qz Area L2=0.0		-300.00		

### Determinazione del carico distribuito agente sulla platea:

Peso proprio pavimentazione:	Gk= 40daN/m <sup>2</sup>
Peso proprio sottofondo:	Gk= 90daN/m <sup>2</sup>
Peso proprio caldana sp. 30 cm:	Gk= 360daN/m <sup>2</sup>
Totale carico:	Gk= 490daN/m <sup>2</sup>
Carico per scuole (cat. C1):	Qk= 300daN/m <sup>2</sup>

Spinte del terreno:

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla struttura sono legate allo spostamento relativo che lo stesso può subire; essendo una struttura completamente interrata, si può assumere che le deformazioni del terreno siano impedita dal manufatto. Sulla base di tali ipotesi, considerando il sovraccarico della pavimentazione superiore, la pressione esercitata dal terreno sull'opera è una spinta a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:



$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_0 + \gamma \cdot H_P \cdot \gamma_{cls} \cdot k_0$$

Con:

- H altezza dell'intero manufatto;
- $H_P$  altezza della pavimentazione;
- $K_0$  il coefficiente di spinta a riposo di Coulomb che vale:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

dove  $\varphi$  è l'angolo di attrito interno del terreno.

Il diagramma delle pressioni sul muro risulta trapezoidale con valori  $q_{\min}$  in sommità e  $q_{\max}$  alla base.

Pressione in sommità al manufatto:

$$q_{\min} = H_{\text{PAVIMENTO}} \cdot K_0 \cdot \gamma_{cls}$$

Pressione a quota intradosso fondazione:

$$q_{\max} = H_{\text{PAVIMENTO}} \cdot k_0 \cdot \gamma_{cls} + \gamma_t \cdot H \cdot K_0$$

Si riportano a seguire i valori assunti nel calcolo.

Assumendo un angolo di attrito interno del terreno pari a  $35^\circ$ , si ottiene:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.426$$

La pressione in sommità all'opera risulta pari a:

$$q_1 = 0.40 \cdot 0.426 \cdot 19 = 3.24 \text{ kN/m}^2$$

Mentre la pressione massima alla base risulta pari a:

$$q_2 = 0.40 \cdot 0.426 \cdot 19 + 19 \cdot 3.47 \cdot 0.426 = 3.24 + 28.09 = 31.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{con } H = H_{\text{muro}} + H_{\text{ricoprimento}} = 3.07 + 0.40 = 3.47 \text{ m}$$

Si trascura l'angolo di attrito terra-muro, che porterebbe ad una scomposizione della spinta statica secondo una componente orizzontale e verticale.

#### *Spinta statica del sovraccarico di esercizio*

La presenza di un sovraccarico uniformemente distribuito sul rilevato comporta un'ulteriore spinta sui paramenti esterni risultante da un diagramma delle pressioni costante con la profondità.

Indicando con "q" il sovraccarico, la spinta in esame vale:

$$S_q = q \cdot H \cdot K_0$$

Considerando un valore del sovraccarico uniformemente distribuito “q” pari a 4 kN/m<sup>2</sup>, si ottiene il seguente incremento di spinta orizzontale sui paramenti verticali esterni:

$$q_H = K_0 \cdot q = 0.426 \cdot 4 = 2.63 \text{ kN/m}^2$$

Il diagramma delle pressioni sulla parete risulta rettangolare, con valore costante dalla sommità alla base del paramento.

Si trascura l’angolo di attrito terra-muro, che porterebbe ad una scomposizione della spinta statica secondo una componente orizzontale e verticale.

### Azioni sismiche

In condizioni sismiche l’entità e la distribuzione delle spinte del terreno sui paramenti verticali esterni dipendono dall’intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell’opera.

Il D.M. 17/01/2018 consente l’utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell’incremento di spinta sull’opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe-Okabe, basato sull’equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l’opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali e orizzontali dell’azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_s + \gamma \cdot H_R \cdot H \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_s$$

dove, se  $\beta \leq \phi - \vartheta$ :

$$K_s = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\sin(\varphi - \delta - \theta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

altrimenti, se  $\beta > \phi - \vartheta$ :

$$K_s = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta)}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

- $\beta$  = angolo tra intradosso parete e la verticale
- $\vartheta$  = angolo definito come:  $\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$ ;
- $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$ , coefficiente di intensità sismica orizzontale
- $k_v = 0.5 \cdot k_h$  = coefficiente di intensità sismica verticale
- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

- $g$  = accelerazione di gravità
- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Nel caso di manufatti che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di  $0.5 \cdot H$  rispetto alla base della platea.

In presenza di sisma l'opera è soggetta inoltre alle forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con la stessa:

$$F_i = \frac{a_g}{g} \cdot W$$

Per le analisi in condizioni sismiche della spalla in oggetto sono utilizzati i seguenti valori:

- Vita nominale  $V_n$ : 50 anni;
- Classe d'uso: III;
- Coefficiente d'uso  $C_u$ : 1.5
- categoria di suolo C;
- massima accelerazione orizzontale al suolo:  $a_g/g = 0.276$  (da RSL comprensiva di  $S_s$  e  $S_t$ );
- coefficiente di amplificazione stratigrafica:  $S_s = 1.5$ ;
- coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T = 1$ ;
- coefficiente di riduzione di  $\beta_m$ :  $\beta_m = 1$ ;
- accelerazione orizzontale massima  $a_{max}$ :  $a_{max} = 0.276 g$
- coefficiente di intensità sismica orizzontale  $k_h = 0.276$ ;
- coefficiente di intensità sismica verticale  $k_v = 0.138$ .

Si riportano a seguire i valori assunti nel calcolo.

Tenendo conto che la condizione di spinta più gravosa corrisponde all'adozione di una componente verticale di terremoto positiva, si ottiene il seguente coefficiente di spinta dinamico:

$$K_s = 0.498$$

Per maggior chiarezza si valutano separatamente le componenti della spinta dovute al terreno laterale, alla pavimentazione ed al carico di esercizio.

### COMPONENTE DELLA SPINTA DEL TERRENO LATERALE

Si determina la seguente spinta sismica (statica + dinamica) totale sui paramenti per una larghezza pari a 1 m:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot 19.0 \cdot 3.07^2 \cdot (1 + 0.138) \cdot 0.498 \cong 50.74 \text{ kN/m}$$

La spinta statica in condizioni attive è valutata con la formulazione di Coulomb, che porta ad avere un coefficiente di spinta attivo pari a  $k_A = 0.271$ . La spinta attiva agente sui paramenti, per una larghezza pari a 1 m, vale pertanto:

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot 19.0 \cdot 3.07^2 \cdot 0.271 \cong 24.26 \text{ kN/m}$$

L'incremento di spinta in condizioni sismiche, per una larghezza pari a 1 m, vale pertanto:

$$\Delta S_x = S_s - S_A \cong 50.74 - 24.26 \cong 26.48 \text{ kN/m}$$

L'incremento di spinta va applicato a  $0.5 \cdot H \approx 1.535 \text{ m}$  rispetto alla base del muro.

Nella modellazione ad elementi finiti l'incremento di spinta sismico è stato applicato come carico distribuito a  $\text{m}^2$ , ottenuto dividendo l'incremento di spinta a metro lineare per l'altezza del paramento:

$$\Delta q_1 = 26.48 / 3.07 = 8.63 \text{ kN/m}^2. \text{ (base muro – sommità muro)}$$

### COMPONENTE DELLA SPINTA DEL RIEMPIMENTO SUPERIORE

Si procede al calcolo come la metodologia precedente:

$$S = \gamma_{terr} \cdot H_{terr} \cdot H \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_s$$

$$S_s = 19 \cdot 0.40 \cdot 3.07 \cdot (1 + 0.138) \cdot 0.498 \cong 13.22 \text{ kN/m}$$

$$S_A = 19 \cdot 0.40 \cdot 3.07 \cdot 0.271 \cong 6.32 \text{ kN/m} \quad \text{La spinta statica in condizioni attive (} k_A = 0.271 \text{)}$$

$$\Delta S_x = S_s - S_A \cong 13.22 - 6.32 \cong 6.90 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_2 = 6.90 / 3.07 = 2.25 \text{ kN/m}^2. \text{ (altezza in asse al modello)}$$

### COMPONENTE DELLA SPINTA DEL CARICO DI ESERCIZIO

Si procede al calcolo come la metodologia precedente:

$$S = q \cdot H \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_s$$

$$S_s = 4 \cdot 3.07 \cdot (1 + 0.138) \cdot 0.498 \cong 6.96 \text{ kN/m}$$

$$S_A = 4 \cdot 3.07 \cdot 0.271 \cong 3.33 \text{ kN/m} \quad \text{La spinta statica in condizioni attive (} k_A = 0.271 \text{)}$$

$$\Delta S_x = S_s - S_A \cong 6.96 - 3.33 \cong 3.63 \text{ kN/m}$$

$$\Delta q_3 = 3.63 / 3.07 = 1.18 \text{ kN/m}^2. \text{ (altezza in asse al modello)}$$



### 1.13 – CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Nel seguito si riportano i casi di carico elementari e le visualizzazioni dei carichi applicati alla struttura.

#### CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Ogni Condizione di Carico elementare (CCE) descrive un gruppo di dati omogenei, che possono essere cioè trattati con i medesimi coefficienti moltiplicativi sia nelle Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) definite per analisi lineari statiche non sismiche (§2.3), sia nella combinazione sismica (§3.2.4).

Le CCE vengono create da PCM in base alla popolazione dei diversi Tipi di Azioni previste dalla Normativa vigente (§2.5.3).

#### PARAMETRI GENERALI

Dopo una descrizione sintetica della CCE, sono riportati i seguenti parametri.

**Tipologia:** indica la tipologia dell'azione.

**Tipo di Azione:** specifica il tipo di azione in accordo con Tab.2.5.I (§2.5.3).

**Livelli di intensità dell'azione variabile:** (psi),0 (valore raro), (psi),1 (valore frequente), (psi),2 (valore quasi-permanente).

I coefficienti di combinazione  $\psi$  (§2.5.3, Tab.2.5.I) sono suddivisi in  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$ , ed assumono valori dipendenti dal tipo di ambiente (uso residenziale, uffici, ecc.) e dal tipo di azione. Ai fini dell'analisi sismica, gli unici coefficienti moltiplicativi delle azioni variabili sono gli  $\psi_2$  (§2.5.5, §2.5.3); pertanto, le masse sismiche non dipendono dallo stato limite di riferimento (SLD o SLV).

Per l'Analisi Statica (non sismica) degli edifici in muratura, le combinazioni dei carichi utilizzano i coefficienti  $\psi_0$  (§2.5.1, §2.5.3) e i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma$  ( $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ ) (§2.6.1, Tab.2.6.I).

Per i carichi permanenti  $G_k$ , ed i carichi di precompressione  $P_k$ , i coefficienti  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  vengono tutti posti pari a 1.0.

#### Moltiplicatori per Generazione Masse

I 6 valori (una sequenza di caratteri 0 o 1) indicano i moltiplicatori dei carichi agenti sui nodi ai fini della generazione delle masse a partire dai carichi applicati, e più esattamente corrispondono a: mX, mY, mZ, IX, IY, IZ, dove (con riferimento agli assi globali XYZ): mX, mY, mZ sono le masse traslazionali; IX, IY, IZ sono le inerzie rotazionali.

Normalmente, nelle analisi 3D le masse generate automaticamente sono masse traslazionali lungo gli assi orizzontali (mX e mY) e inerzie rotazionali intorno all'asse verticale (IZ), quindi i moltiplicatori sono definiti da: "110001".

Per analisi 2D, viene considerata la sola traslazione lungo l'asse orizzontale X: "100000".

Qualora si considerino anche effetti sismici verticali, si può avere: nel 3D: "111001"; nel 2D: "101000".

Nell'analisi modale verranno considerate, nelle Condizioni di Carico sismicamente attive:

- sia le masse concentrate direttamente specificate, in corrispondenza dei nodi;
  - sia le masse generate automaticamente nei nodi a partire dai carichi applicati, secondo i 'moltiplicatori per generazione masse'.
- Qualora si desideri che nessun carico direttamente specificato nella Condizione di Carico si traduca in massa, è sufficiente specificare "000000": in tal caso, se la condizione è sismicamente attiva (cioè, non deve essere ignorata: si riconosce dai valori del coefficiente sismico  $\psi_2$ ), verranno considerate solo le masse concentrate direttamente specificate.

Le masse generate coincidono con le masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4:  $G_{1,1} + G_{2,2} + \sum(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$

#### NODI

I carichi sui Nodi sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri dei nodi interessati dai carichi, ed i carichi stessi, espressi nelle coordinate globali (XYZ). Si tratta di carichi in senso generalizzato: oltre infatti ai veri e propri carichi, possono essere applicati anche cedimenti vincolari anelastici e masse concentrate.

Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):

- **Carichi Concentrati:** FX FY FZ, MX MY MZ (forze e coppie)
- **Cedimenti Vincolari:** uX uY uZ,  $\phi_X \phi_Y \phi_Z$  (cedimenti traslazionali e rotazionali). L'unità di misura angolare *mrad* indica i millesimi di radiante. Per esempio: 1 mrad = 0.001 rad.
- **Masse Concentrate:** mX mY mZ, IX IY IZ (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

**Non è prevista l'applicazione ad uno stesso nodo, nella medesima Condizione di Carico Elementare, di un cedimento vincolare e di un'azione concentrata corrispondente.** I cedimenti vincolari devono sempre corrispondere a componenti vincolate del nodo (per esempio, in caso di cedimento lungo Z, la componente **w** del nodo - specificata nei dati geometrici - deve essere 0). Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equiversi agli assi globali X Y Z**; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari). Le aste ai cui nodi estremi sono applicati cedimenti vincolari devono necessariamente non presentare rigidità, e quindi devono avere luce deformabile coincidente con la lunghezza.

#### ASTE

I carichi sulle Aste sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri delle aste interessate dai carichi, ed i carichi stessi espressi in coordinate globali (XYZ).

Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):

- **Carico Distribuito Uniforme:** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile, Generato da Solai
- **Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i'):** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile
- **Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'):** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile
- **Carico Concentrato:** n°asta, Sist.rif., Px, Py, Pz, Mx, My, Mz, DPi, Generato da Solai  
[P,M =intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie; DPi = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale i]

- **Carico Termico (nel piano locale xz):** n°asta, DeltaT estradosso, DeltaT intradosso.

**Componenti X,Y,Z** = i carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali: le componenti X, Y, Z sono parallele alle corrispondenti direzioni globali.

I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equivari agli assi globali; le coppie sono positive se antiorarie. Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi propri sono orientati secondo l'asse globale Z, con segno negativo.

#### Condizione di Carico Elementare n°1

##### PARAMETRI GENERALI

Permanente

Tipo di Azione [§2.5] = 1. Permanente strutturale (G1)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 1.00
- (psi),1 (valore frequente) = 1.00
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

#### Condizione di Carico Elementare n°2

##### PARAMETRI GENERALI

Permanente non strutturale

Tipo di Azione [§2.5] = 2. Permanente non strutturale (G2)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 1.00
- (psi),1 (valore frequente) = 1.00
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

#### Condizione di Carico Elementare n°3

##### PARAMETRI GENERALI

Variabile Cat.C

Tipo di Azione [§2.5] = 6. Var.(Qk): Cat.C: Ambienti suscettibili di affollamento

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.70
- (psi),1 (valore frequente) = 0.70
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.60

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

#### Condizione di Carico Elementare n°4

##### PARAMETRI GENERALI

Variabile Cat.H

Tipo di Azione [§2.5] = 11. Var.(Qk): Cat.H: Coperture

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.00
- (psi),1 (valore frequente) = 0.00
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

#### Condizione di Carico Elementare n°5

##### PARAMETRI GENERALI

Neve

Tipo di Azione [§2.5] = 16. Var.(Qk): Neve (a quota ≤1000 m. s.l.m.)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.50
- (psi),1 (valore frequente) = 0.20
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

#### Condizione di Carico Elementare n°6

##### PARAMETRI GENERALI

Vento +X

Tipo di Azione [§2.5] = 12. Var.(Qk): Vento +X

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60
- (psi),1 (valore frequente) = 0.20
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

#### Condizione di Carico Elementare n°7

**PARAMETRI GENERALI**

Vento +Y  
Tipo di Azione [§2.5] = 13. Var.(Qk): Vento +Y  
Livelli di intensità dell'azione variabile:  
- (psi),0 (valore raro) = 0.60  
- (psi),1 (valore frequente) = 0.20  
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00  
Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

**Condizione di Carico Elementare n°8**

**PARAMETRI GENERALI**

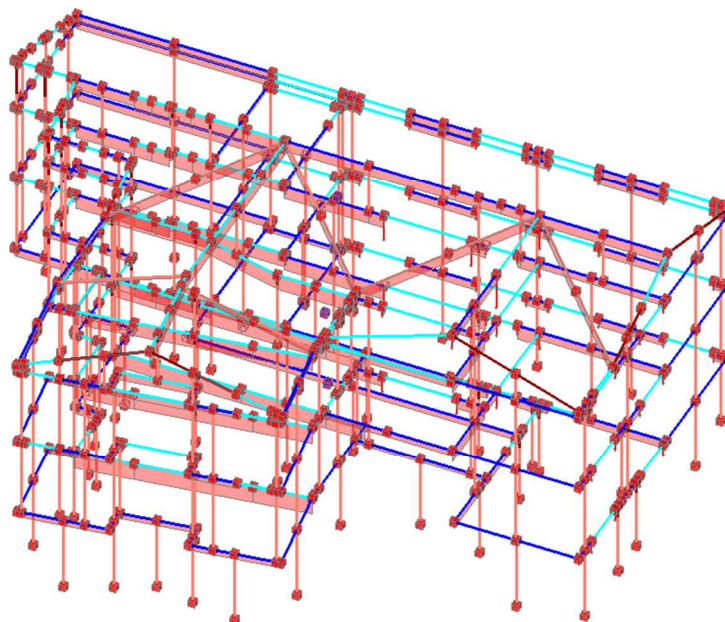
Vento -X  
Tipo di Azione [§2.5] = 14. Var.(Qk): Vento -X  
Livelli di intensità dell'azione variabile:  
- (psi),0 (valore raro) = 0.60  
- (psi),1 (valore frequente) = 0.20  
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00  
Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

**Condizione di Carico Elementare n°9**

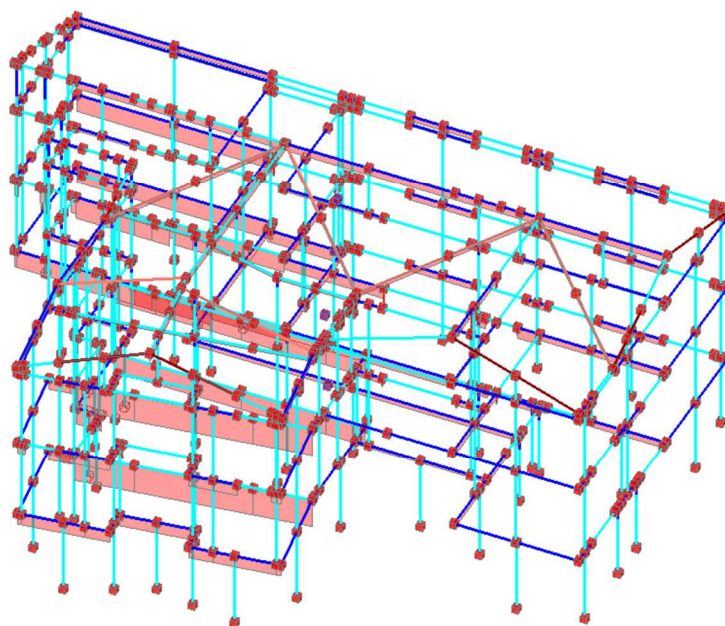
**PARAMETRI GENERALI**

Vento -Y  
Tipo di Azione [§2.5] = 15. Var.(Qk): Vento -Y  
Livelli di intensità dell'azione variabile:  
- (psi),0 (valore raro) = 0.60  
- (psi),1 (valore frequente) = 0.20  
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00  
Moltiplicatori per Generazione Masse = 111001

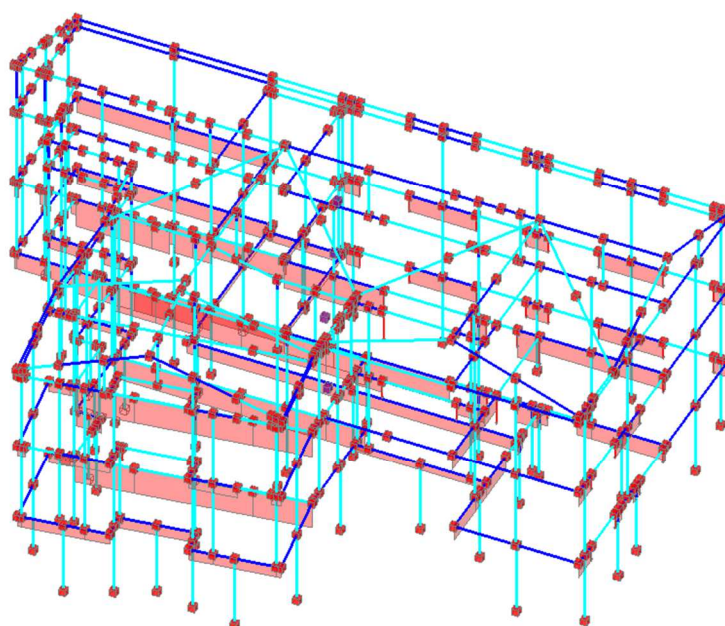
**CARICHI APPLICATI AL MODELLO TRIDIMENSIONALE – STATO DI FATTO**



*G1k: Permanenti*

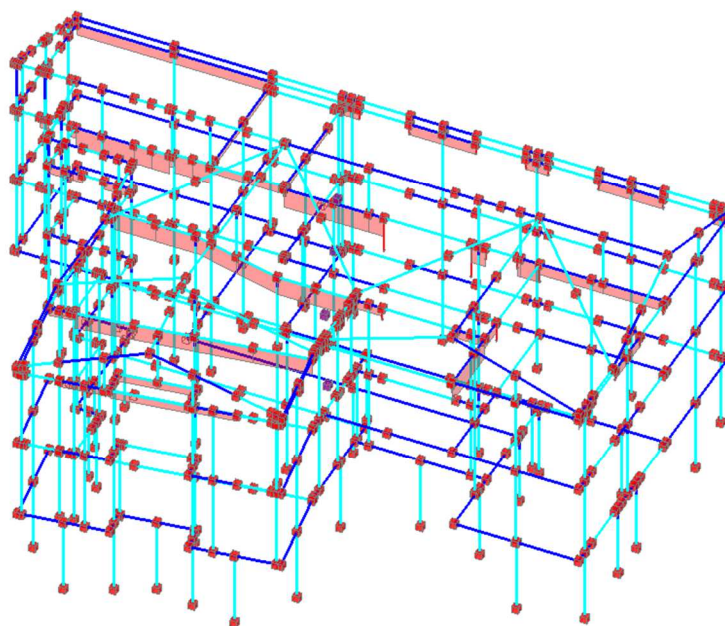


*G2k: Permanenti non strutturali*

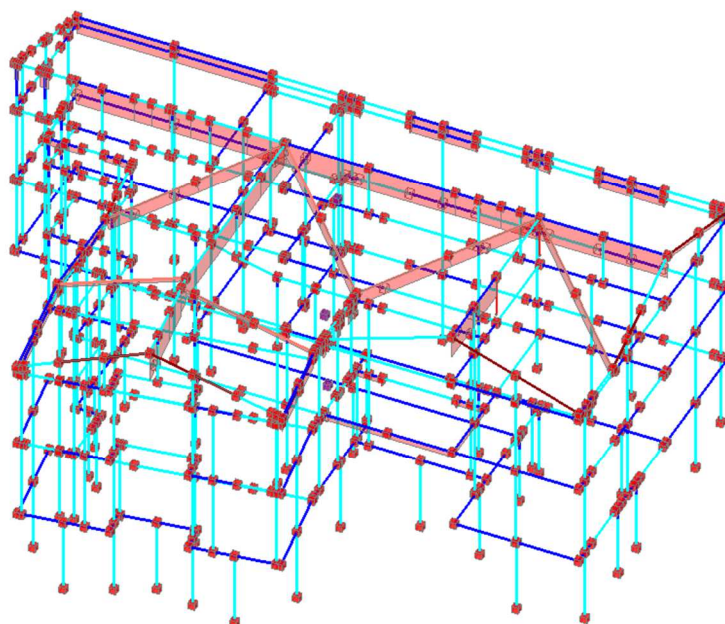


*Qk: Variabili cat. C*



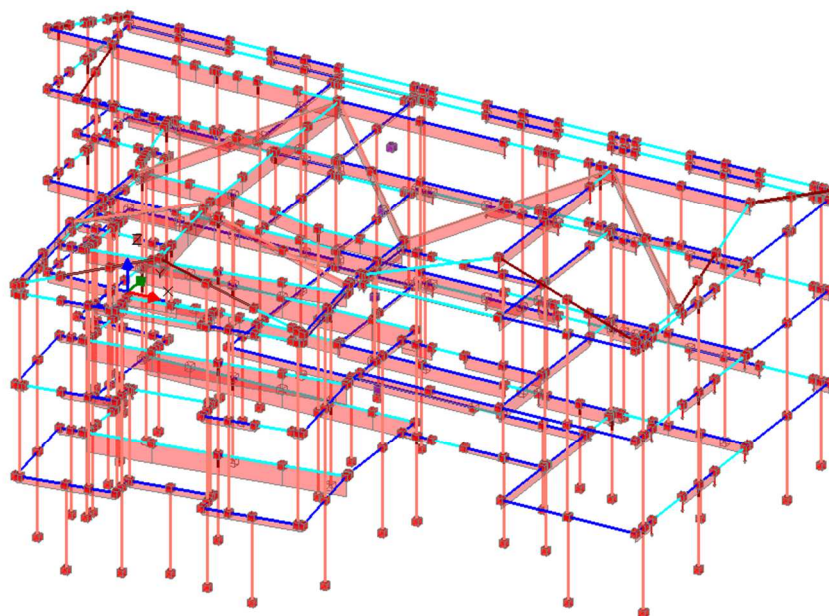


*Qk: Variabili cat. H*

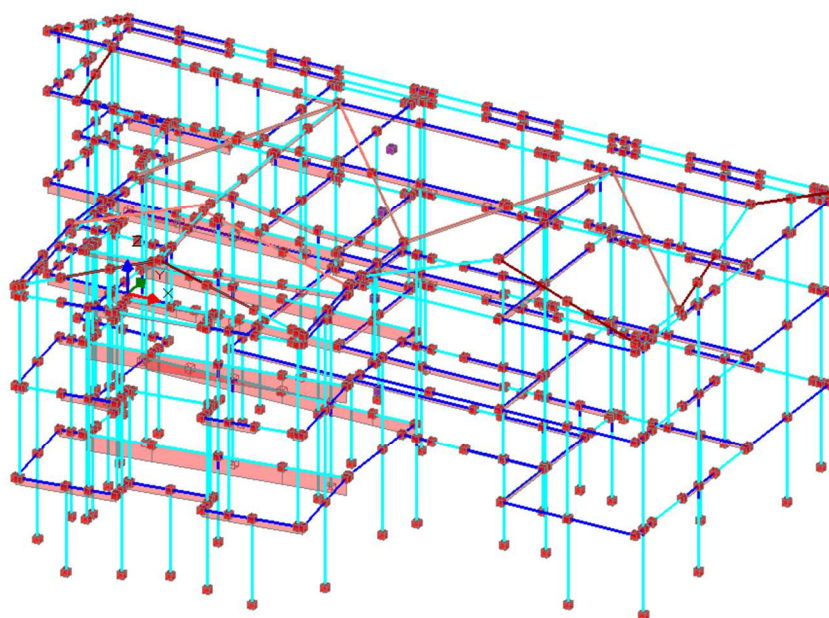


*Qnk: Neve*

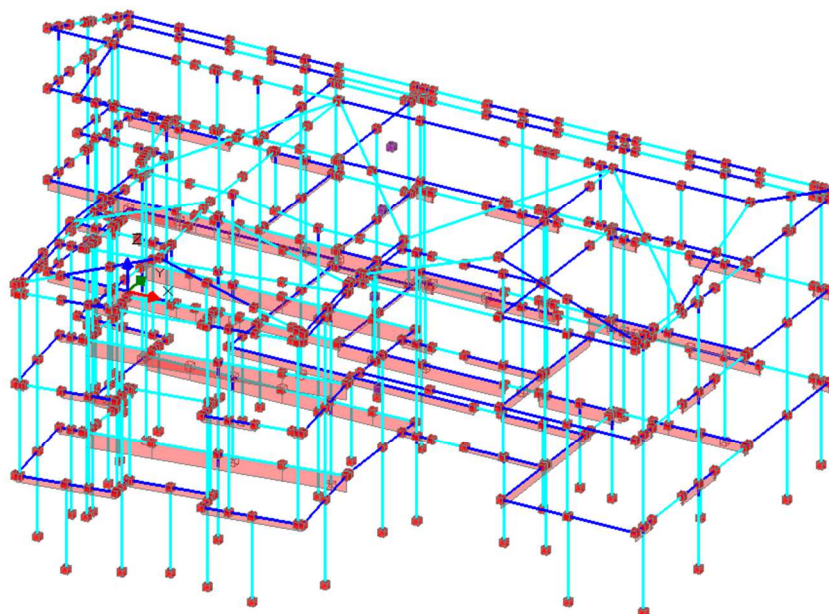
**CARICHI APPLICATI AL MODELLO TRIDIMENSIONALE – STATO DI PROGETTO**



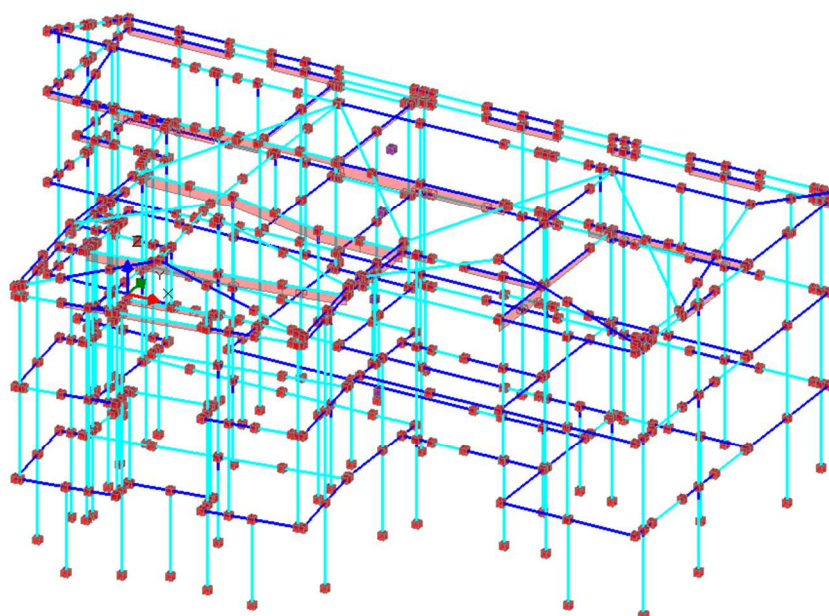
*G1k: Permanenti*



*G2k: Permanenti non strutturali*

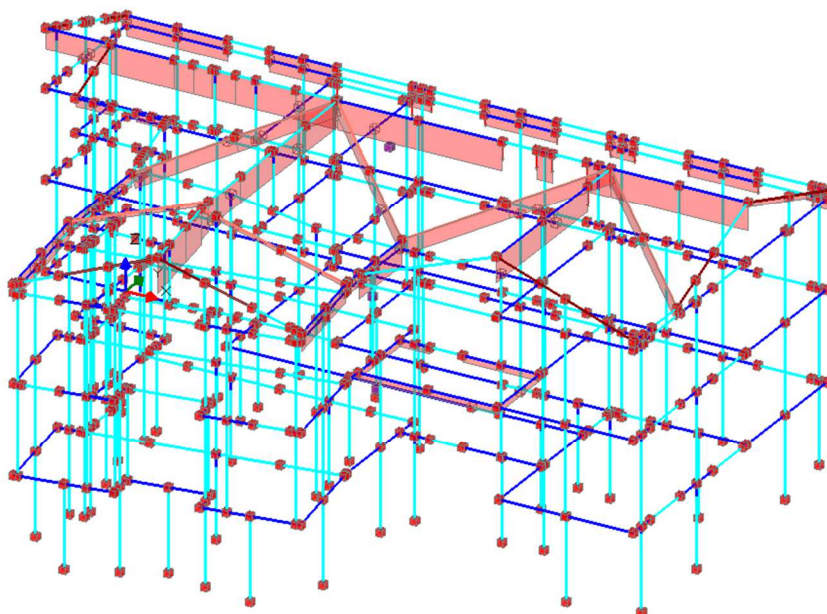


*Qk: Variabili cat. C*



*Qk: Variabili cat. H*





*Qnk: Neve*

#### 1.14 – COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO

Le combinazioni delle azioni, riportata al punto 2.5.3 delle NTC2018, per l'aggregato in esame prese in considerazione sono le seguenti e mancando azioni di pretensione e/o precompressione saranno semplificate:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
[2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
[2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
[2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
[2.5.4]

Nel caso di carichi della "categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento",  $\psi_{2j}=0,6$ , mentre nel caso di neve (a quota  $\leq 1000$  m s.l.m.), vento e "categoria H – Coperture accessibili per la sola manutenzione"  $\psi_{2j}=0,0$  (Tab. 2.5.I del D.M. 17/01/2018),

La Tab. 2.5.I riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2k}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

#### COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

La combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, riportata al punto 2.5.3 delle NTC2018, per l'aggregato in esame si può semplificare (mancando azioni di pretensione e/o precompressione) come segue:

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- $G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- $G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $\Psi_{2i}$  coefficiente di combinazione;
- $Q_{ki}$  valore caratteristico della azione variabile;

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki}$$

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai, secondo quanto indicato nella norma [NTC18, Tabella 2.5.I].

#### COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO

Le CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico elementari) consentono la generazione di caratteristiche di sollecitazione e di deformazione per le combinazioni delle condizioni di carico elementari ai fini delle analisi statiche (la combinazione di carico sismica viene generata automaticamente dal software, vd. oltre).

Ogni CCC è caratterizzata anzitutto da una descrizione sintetica, e poi dai parametri qui di seguito elencati.

**Tipo di Combinazione Statica (§2.5.3):** specifica la tipologia della singola Combinazione, secondo la convenzione qui di seguito riportata:

- 1) Generica
- 2) Fondamentale (SLU) (2.5.1), §2.5.3
- 3) Caratteristica (rara) (SLE) (2.5.2), §2.5.3
- 4) Frequente (SLE) (2.5.3), §2.5.3
- 5) Quasi permanente (SLE) (2.5.4), §2.5.3



In ogni CCC sono prese in considerazione tutte le CCE, e per ognuna delle CCE sono riportati i seguenti parametri:

**Coefficiente  $\gamma$  (gamma), (moltiplicatore);**

**Variabile, dominante:** se affermativo, indica che, nella CCC, la CCE assume il ruolo dominante svolto, nella combinazione, da un carico variabile. Il dato è ininfluente per le CCE corrispondenti a carichi permanenti;

**$\psi$  (psi) =** coefficiente di combinazione dell'azione variabile; il valore coincide con il corrispondente dato definito nelle CCE, e si riferisce a:  $\psi_0$  per i carichi variabili (non dominanti) delle combinazioni di tipo fondamentale o caratteristica (rara) (per il variabile dominante:  $\psi=1.0$ );  $\psi_1$  per il variabile dominante della combinazione di tipo frequente;  $\psi_2$  per i variabili non dominanti della combinazione frequente e per tutti i variabili della combinazione quasi permanente.

**Moltiplicatore di calcolo.**

L'organizzazione dei dati permette le seguenti valutazioni:

**(a) effetti di combinazioni delle CCE con moltiplicatori generici** (senza diretti riferimenti a combinazioni di tipo statico o sismico, o alla tipologia della struttura, che può essere o meno in muratura). In tal caso: la CCC è una combinazione Generica (tipo 1 nella convenzione di PCM); i coefficienti  $\gamma$  sono trattati come moltiplicatori generici (il moltiplicatore di calcolo di ogni singola CCE è direttamente uguale al  $\gamma$  (molt.) della CCE);

**(b) combinazioni di CCE di tipo fondamentale per l'analisi statica e le corrispondenti verifiche di sicurezza di edifici in muratura a SLU**, secondo (2.5.1), §2.5.3. In tal caso:

la CCC è una combinazione di tipo Fondamentale (tipo 2 nella convenzione di PCM). PCM esegue le verifiche statiche a SLU (per la muratura), secondo §4.5.6, in corrispondenza delle sole CCC Fondamentali; il coefficiente  $\gamma$  coincide con il coefficiente parziale per le azioni  $\gamma_G$  o  $\gamma_Q$  (§2.6.1, Tab.2.6.I); il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a  $\gamma \cdot \psi_0$ . Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P,  $\psi_0$  è automaticamente posto pari a 1.0; per le CCC dove è dominante un tipo di azione variabile, per essa viene trascurata la riduzione dovuta a  $\psi_0$  (il che equivale a porlo = 1.0).

**(c) combinazioni di CCE di tipo raro, frequente o quasi permanente per l'analisi statica a SLE**, secondo §2.5.3. In tal caso: la CCC è una combinazione relativa ad uno Stato Limite di Esercizio (la combinazione è identificata da uno dei tipi 3, 4 o 5 nella convenzione di PCM). Per tali combinazioni viene eseguita l'analisi, e quindi sono forniti spostamenti e sollecitazioni, ma non vengono eseguite verifiche di sicurezza. Per gli edifici in muratura, secondo §4.5.6.3 non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti degli SLE quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli SLU. I risultati dell'analisi per SLE possono essere convenientemente utilizzati ad esempio per verifiche a parte di SLE riguardanti elementi in altra tecnologia (c.a., acciaio) presenti in una struttura in muratura mista.

Le combinazioni per SLE sono caratterizzate dai seguenti parametri:

- non sono considerati coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_G$  o  $\gamma_Q$ , specifici per combinazioni SLU (in pratica:  $\gamma_G = \gamma_Q = 1.0$ );
- i coefficienti  $\psi$  di combinazione delle CCE corrispondenti ad azioni variabili dipendono dal tipo di combinazione.

Il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a  $\psi$ . Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P,  $\psi$  è sempre posto pari a 1.0; per le CCC rare (analogamente alle fondamentali) dove è dominante un tipo di azione variabile, per tale azione viene trascurata la riduzione dovuta a  $\psi_0$  (il che equivale a porlo = 1.0).

In ogni caso, **l'elenco delle CCC si riferisce alla risoluzione di combinazioni di tipo statico (non sismico)**, e vengono quindi processate solo se è stata selezionata l'Analisi Statica Lineare NON Sismica.

### COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI STATICA: SLU per Verifiche di sicurezza di Edifici in Muratura

Per quanto sopra descritto, le combinazioni di carico processate da PCM in Analisi Statica non sismica, finalizzate alle Verifiche di sicurezza di Edifici in muratura, sono le combinazioni di tipo fondamentale, impiegate per gli stati limite ultimi SLU (2.5.1) §2.5.3, espresse dalla formulazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_{1,1} + \gamma_{G2} \cdot G_{1,2} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots$$

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare  $Q_{k,1}$  è l'azione variabile dominante, mentre  $Q_{k,2}$ ,  $Q_{k,3}$ , ..., sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{k,j}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi$  i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.I.

Come già osservato, in base a quanto espressamente indicato per gli edifici in muratura in §4.5.6.3: "Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)", le combinazioni fondamentali (2.5.1) sono esaustive nei confronti delle verifiche in Analisi Statica non sismica.

### COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI SISMICA

Per quanto riguarda le azioni competenti al calcolo sismico, la combinazione sismica (§3.2.4) viene creata automaticamente e quindi non richiede una sua identificazione specifica nell'elenco delle combinazioni di PCM. La combinazione sismica esaminata è quindi la seguente:

$$G_{1,1} + G_{1,2} + P + E + \sum(\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

Conformemente a §2.5.3, la combinazione sismica viene impiegata per gli **Stati Limite Ultimi** connessi all'azione sismica E.

Segue: elenco delle CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico), utilizzate in Analisi Statica Lineare (non Sismica), in accordo con §2.5 D.M.14.1.2008.

Per quanto riguarda l'Analisi Sismica, PCM considera automaticamente l'unica combinazione di carichi prevista (§3.2.4): si intende che l'analisi sismica viene quindi svolta tenendo conto degli eventuali effetti torsionali aggiuntivi (§7.2.6) e combinando i risultati corrispondenti alle diverse direzioni di analisi (§7.3.5), secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo.

Elenco delle CCC. Per ogni CCC vengono indicati:

- la numerazione progressiva;
- per CCC non generiche:
- lo Stato Limite di riferimento (SLU o SLE);
- il codice identificativo della CCC in ambiente software PCM;

- la Tipologia (Fondamentale, Frequente, QuasiPermanente) / l'Azione Dominante / l'eventuale altra azione che caratterizza la CCC;
- per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE (coefficienti parziali di sicurezza, Tab. 2.6.I in §2.6.1);
- i coefficienti (psi) (coefficienti di combinazione, Tab. 2.5.I in §2.5.3):
  - per la tipologia Fondamentale:  $(\psi_i) = (\psi_i)_0$ ;
  - per la tipologia Frequente:  $(\psi_i) = (\psi_i)_1$  per l'Azione Dominante, e:  $(\psi_i) = (\psi_i)_2$  per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
  - per la tipologia QuasiPermanente:  $(\psi_i) = (\psi_i)_2$ ;
- per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i moltiplicatori di calcolo per le CCE, pari a: (gamma) per l'Azione Dominante,  $(\gamma_i) \cdot (\psi_i)_0$  per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
- per eventuali CCC generiche:
- i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE.

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°1

SLU: Combinazione 9 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento +X)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
 $(\psi_i)_0$  per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°2

SLU: Combinazione 10 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento +Y)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
 $(\psi_i)_0$  per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°3

SLU: Combinazione 11 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento -X)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.00  
 $(\psi_i)_0$  per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.90, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°4

SLU: Combinazione 12 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento -Y)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.00  
 $(\psi_i)_0$  per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.90, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°5

SLU: Combinazione 29 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento +X)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
 $(\psi_i)_0$  per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) -, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 1.50, 5) 0.75, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

#### Combinazione di Condizioni di Carico n°6

SLU: Combinazione 30 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento +Y)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
 $(\psi_i)_0$  per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) -, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 1.50, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°7**

SLU: Combinazione 31 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento -X)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) -, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 1.50, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.90, 9) 0.00, 10) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°8**

SLU: Combinazione 32 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento -Y)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) -, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 1.50, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.90, 10) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°9**

SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°10**

SLU: Combinazione 38 (Fondamentale/Neve/Vento +Y)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°11**

SLU: Combinazione 39 (Fondamentale/Neve/Vento -X)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.90, 9) 0.00, 10) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°12**

SLU: Combinazione 40 (Fondamentale/Neve/Vento -Y)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.90, 10) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°13**

SLU: Combinazione 41 (Fondamentale/Vento +X)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) -, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°14**

SLU: Combinazione 42 (Fondamentale/Vento +Y)  
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) -, 8) 0.60, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°15**

SLU: Combinazione 43 (Fondamentale/Vento -X)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) -, 9) 0.60, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50, 9) 0.00, 10) 1.00

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°16**

SLU: Combinazione 44 (Fondamentale/Vento -Y)  
CCC fondamentale (SLU)  
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.00, 5) 0.50, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60, 9) -, 10) 1.00  
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 0.75, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 1.50, 10) 1.00

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°17**

SLE: Combinazione 9 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento +X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.7, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°18**

SLE: Combinazione 10 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento +Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.7, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°19**

SLE: Combinazione 11 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento -X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.7, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°20**

SLE: Combinazione 12 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento -Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.7, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°21**

SLE: Combinazione 29 (Frequente/Variabile Cat.H/Vento +X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°22**

SLE: Combinazione 30 (Frequente/Variabile Cat.H/Vento +Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°23**

SLE: Combinazione 31 (Frequente/Variabile Cat.H/Vento -X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

#### **Combinazione di Condizioni di Carico n°24**

SLE: Combinazione 32 (Frequente/Variabile Cat.H/Vento -Y)  
CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°25**

SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°26**

SLE: Combinazione 38 (Frequente/Neve/Vento +Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°27**

SLE: Combinazione 39 (Frequente/Neve/Vento -X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°28**

SLE: Combinazione 40 (Frequente/Neve/Vento -Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°29**

SLE: Combinazione 41 (Frequente/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.2, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°30**

SLE: Combinazione 42 (Frequente/Vento +Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.2, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°31**

SLE: Combinazione 43 (Frequente/Vento -X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.2, 9) 0.0, 10) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°32**

SLE: Combinazione 44 (Frequente/Vento -Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.2, 10) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°33**

SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)

CCC quasi permanente (SLE)

(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°34**

Combinazione sismica (QuasiPermanente)

CCC quasi permanente (SLE)

(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.6, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0, 9) 0.0, 10) 1.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°35**

Combinazione 1

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 1.00, 4) 1.00, 5) 1.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00, 9) 0.00, 10) 1.00



### 1.14.1 – Casi di carico Nuove realizzazioni

#### LEGENDA TABELLA CASI DI CARICO

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

	Sigla	Tipo	Descrizione
1	Ggk	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:

7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;

9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso:

*Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico (se previsto).*

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico (9-Esk e 10-Edk), viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata. Si precisa che per i caso di carico 5-Qsk e 6-Qnk la partecipazione è prevista localmente per ogni elemento solaio o copertura presente nel modello (si confronti il valore Sksol nel capitolo relativo agli elementi solaio) e pertanto la loro partecipazione è di norma pari a uno.

#### CASI DI CARICO SCALA ANTINCENDIO

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qsk (variabile solai)
			partecipazione:1.00 per 14 CDC=G1k (permanente generico) Parapetti e sottofondo
			partecipazione:0.80 per 21 CDC=Qk (variabile FOLLA 500daN/m2)
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
13	Qtk	CDC=Qtk (carico termico) dT= 25.00	variazione termica:25.00
14	Gk	CDC=G1k (permanente generico) Parapetti e sottofondo	Azioni applicate:
			D2 :da 6 a 8 Azione : DG:Fzi=-0.20 Fzf=-0.20
			D2 :da 12 a 15 Azione : DG:Fzi=-0.20 Fzf=-0.20
			D2 : 19 Azione : DG:Fzi=-0.20 Fzf=-0.20
			D2 :da 22 a 27 Azione : DG:Fzi=-0.20 Fzf=-0.20
			D2 :da 33 a 34 Azione : DG:Fzi=-0.20 Fzf=-0.20
			D2 : 36 Azione : DG:Fzi=-0.20 Fzf=-0.20
			D2 :da 38 a 39 Azione : DG:Fzi=-0.20 Fzf=-0.20

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D2 : 41 Azione : DG:Fzi=-0.20 Fzf=-0.20
			D2 :da 43 a 44 Azione : DG:Fzi=-0.20 Fzf=-0.20
			D2 : 50 Azione : DG:Fzi=-0.20 Fzf=-0.20
			D3 :da 1 a 81 Azione : Carico sottofondo e pavim.-QV:unif - Qz - Area
15	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) +X	Azioni applicate:
			D2 :da 2 a 3 Azione : Vento +X travi-DG:Fxi=0.20 Fxf=0.20
			D2 : 4 Azione : Vento +X pilastri-DG:Fxi=0.18 Fxf=0.18
			D2 :da 5 a 8 Azione : Vento +X travi-DG:Fxi=0.20 Fxf=0.20
			D2 : 10 Azione : Vento +X travi-DG:Fxi=0.20 Fxf=0.20
			D2 :da 12 a 15 Azione : Vento +X travi-DG:Fxi=0.20 Fxf=0.20
			D2 :da 16 a 17 Azione : Vento +X pilastri-DG:Fxi=0.18 Fxf=0.18
			D2 : 19 Azione : Vento +X travi-DG:Fxi=0.20 Fxf=0.20
			D2 :da 21 a 31 Azione : Vento +X travi-DG:Fxi=0.20 Fxf=0.20
			D2 :da 33 a 45 Azione : Vento +X travi-DG:Fxi=0.20 Fxf=0.20
			D2 :da 46 a 48 Azione : Vento +X pilastri-DG:Fxi=0.18 Fxf=0.18
			D2 :da 49 a 50 Azione : Vento +X travi-DG:Fxi=0.20 Fxf=0.20
16	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) +Y	Azioni applicate:
			D2 :da 2 a 3 Azione : Vento +Y travi-DG:Fyi=0.20 Fyf=0.20
			D2 : 4 Azione : Vento +Y pilastri-DG:Fyi=0.18 Fyf=0.18
			D2 :da 5 a 8 Azione : Vento +Y travi-DG:Fyi=0.20 Fyf=0.20
			D2 : 10 Azione : Vento +Y travi-DG:Fyi=0.20 Fyf=0.20
			D2 :da 12 a 15 Azione : Vento +Y travi-DG:Fyi=0.20 Fyf=0.20
			D2 :da 16 a 17 Azione : Vento +Y pilastri-DG:Fyi=0.18 Fyf=0.18
			D2 : 19 Azione : Vento +Y travi-DG:Fyi=0.20 Fyf=0.20
			D2 :da 21 a 31 Azione : Vento +Y travi-DG:Fyi=0.20 Fyf=0.20
			D2 :da 33 a 45 Azione : Vento +Y travi-DG:Fyi=0.20 Fyf=0.20
			D2 :da 46 a 48 Azione : Vento +Y pilastri-DG:Fyi=0.18 Fyf=0.18
			D2 :da 49 a 50 Azione : Vento +Y travi-DG:Fyi=0.20 Fyf=0.20
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
18	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
19	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
20	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
21	Qk	CDC=Qk (variabile FOLLA 500daN/m2)	Azioni applicate:
			D3 :da 1 a 81 Azione : Carico folla su platea-QV:unif - Qz - Area

Il caso di carico 21 è stato considerato solo nel modello 2.

Il carico neve non è stato considerato come prevalente in quanto si ha attribuito predominante il carico di esercizio derivante dall'utilizzo della scala da parte della folla. La funzione della struttura è di scala antincendio, da utilizzare in caso di evacuazione dai piani superiori dell'edificio scolastico. Sarà pertanto utilizzata in previsione pochissime volte durante la sua vita, e la probabilità di evento meteorologico nevoso in concomitanza con l'utilizzo della scala è bassissimo, pressochè nullo. E' stato pertanto considerato il solo carico di esercizio pari a 400daN/m<sup>2</sup> derivante dall'utilizzo della scala per un edificio di cat.C (vedi tabella 3.1.II). Inoltre qualora fosse presente della neve sui gradini e sui ballatoi della scala, tale struttura non sarebbe più facilmente usufruibile e verrebbe a mancare la funzionalità per la quale sarà realizzata.

In ogni caso, nel piano di manutenzione è riportato l'obbligo da parte del gestore della struttura di provvedere a mantenere pulita la struttura della scala da eventuali nevicate, al fine di mantenerla sempre fruibile all'occorrenza.

A differenza della neve, il carico vento sarà invece sempre considerato, comunque non prevalente, in quanto anche in condizioni ventose, la scala antincendio si potrà utilizzare ugualmente; anche in questo caso la probabilità che si verifichi un evento con presenza di vento in corrispondenza di un utilizzo eccezionale della scala, dunque per un'evacuazione, è ugualmente bassissima.

#### CASI DI CARICO VANO ASCENSORE

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Qsk (variabile solai)

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			partecipazione:1.00 per 15 CDC=G1k (permanente generico)
			partecipazione:0.80 per 16 CDC=Qk (variabile generico) platea
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
12	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir y +	Azioni applicate: Pannello:da 3 a 4 Azione : QVK PAN y+
13	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir y -	Azioni applicate: Pannello:da 3 a 4 Azione : QVK PAN y-
14	Gk	CDC=G1k (permanente generico) terreno	Azioni applicate: D3 :da 199 a 268 Azione : spinta terreno y
15	Gk	CDC=G1k (permanente generico)	Azioni applicate: D2 : 2 Azione : peso vetro D2 : 8 Azione : peso vetro D2 : 15 Azione : peso vetro D2 : 20 Azione : peso vetro D2 : 25 Azione : peso vetro D2 : 28 Azione : peso vetro D2 : 30 Azione : peso vetro D2 : 32 Azione : peso vetro D2 : 34 Azione : peso vetro D2 : 36 Azione : peso vetro D2 : 48 Azione : peso vetro D2 : 63 Azione : peso vetro D3 :da 34 a 83 Azione : permanente platea
16	Qk	CDC=Qk (variabile generico) platea	Azioni applicate: Nodo: 7 Azione : spinte ascensore Nodo: 7 Azione : spinte ascensore Nodo: 13 Azione : spinte ascensore Nodo: 13 Azione : spinte ascensore Nodo: 282 Azione : spinte ascensore Nodo: 282 Azione : spinte ascensore D3 :da 34 a 83 Azione : variabile platea
17	Etk	CDC=Etk (inc. sp. terreno) SLV dir + alfa=90.00	Azioni applicate: D3 :da 199 a 268 Azione : Spinta sismica terreno +
18	Qk	CDC=Qk (variabile generico) ESERCIZIO TERRENO	Azioni applicate: D3 :da 199 a 268 Azione : Spinta esercizio su terreno

#### CASI DI CARICO LOCALE TECNICO

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura) partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture) partecipazione:1.00 per 3 CDC=Qsk (variabile solai) partecipazione:1.00 per 12 CDC=G1k (permanente generico) terreno partecipazione:1.00 per 13 CDC=G1k (permanente generico) platea partecipazione:0.80 per 14 CDC=Qk (variabile generico) platea partecipazione:0.80 per 17 CDC=Qk (variabile generico) ESERCIZIO LATERALE
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
12	Gk	CDC=G1k (permanente generico) terreno	Azioni applicate: D3 :da 34 a 159 Azione : spinta terreno y D3 :da 286 a 369 Azione : spinta terreno x
13	Gk	CDC=G1k (permanente generico) platea	Azioni applicate: D3 :da 1 a 33 Azione : permanente platea D3 :da 386 a 390 Azione : permanente platea D3 :da 393 a 397 Azione : permanente platea D3 :da 400 a 404 Azione : permanente platea

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D3 :da 407 a 411 Azione : permanente platea
			D3 :da 421 a 425 Azione : permanente platea
			D3 :da 428 a 432 Azione : permanente platea
			D3 :da 435 a 439 Azione : permanente platea
			D3 :da 454 a 645 Azione : permanente platea
14	Qk	CDC=Qk (variabile generico) platea	Azioni applicate:
			D3 :da 1 a 33 Azione : variabile platea
			D3 :da 386 a 390 Azione : variabile platea
			D3 :da 393 a 397 Azione : variabile platea
			D3 :da 400 a 404 Azione : variabile platea
			D3 :da 407 a 411 Azione : variabile platea
			D3 :da 421 a 425 Azione : variabile platea
			D3 :da 428 a 432 Azione : variabile platea
			D3 :da 435 a 439 Azione : variabile platea
			D3 :da 454 a 645 Azione : variabile platea
15	Etk	CDC=Etk (inc. sp. terreno) SLV dir + alfa=0.0	Azioni applicate:
			D3 :da 286 a 369 Azione : Spinta sismica terreno e qes +
16	Etk	CDC=Etk (inc. sp. terreno) SLV dir - alfa=90.00	Azioni applicate:
			D3 :da 34 a 159 Azione : Spinta sismica terreno e qes -
17	Qk	CDC=Qk (variabile generico) ESERCIZIO LATERALE	Azioni applicate:
			D3 :da 34 a 159 Azione : Spinta STATICA Qes -
			D3 :da 286 a 369 Azione : Spinta STATICA Qes +

#### 1.14.2 – Principali combinazioni delle azioni Nuove realizzazioni

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

##### **Combinazione fondamentale SLU**

$G1 + G2 + G3 + P + Q1 + Q2 + Q3 + \dots$

##### **Combinazione caratteristica (rara) SLE**

$G1 + G2 + P + Q1 + y02 \times Qk2 + y03 \times Qk3 + \dots$

##### **Combinazione frequente SLE**

$G1 + G2 + P + y11 \times Qk1 + y22 \times Qk2 + y23 \times Qk3 + \dots$

##### **Combinazione quasi permanente SLE**

$G1 + G2 + P + y21 \times Qk1 + y22 \times Qk2 + y23 \times Qk3 + \dots$

##### **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$E + G1 + G2 + P + y21 \times Qk1 + y22 \times Qk2 + \dots$

##### **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$G1 + G2 + Ad + P + y21 \times Qk1 + y22 \times Qk2 + \dots$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	y0	y1	y2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli <= 30kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota <= 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali (§2.6.1):

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),

- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

Per la progettazione degli elementi strutturali, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STRU) e geotecnici (GEO) è stato utilizzato l'approccio 2.

NTC 2018 Tabella 2.6.I

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_F$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

## MODELLO STRUTTURA SCALA ANTINCENDIO

Modello 1

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 14	
15	SLU	Comb. SLU A1 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 25	
26	SLU	Comb. SLU A1 26	
27	SLU	Comb. SLU A1 27	
28	SLU	Comb. SLU A1 28	
29	SLU	Comb. SLU A1 29	
30	SLU	Comb. SLU A1 30	
31	SLU	Comb. SLU A1 31	
32	SLU	Comb. SLU A1 32	
33	SLU	Comb. SLU A1 33	
34	SLU	Comb. SLU A1 34	
35	SLU	Comb. SLU A1 35	
36	SLU	Comb. SLU A1 36	
37	SLU	Comb. SLU A1 37	
38	SLU	Comb. SLU A1 38	
39	SLU	Comb. SLU A1 39	
40	SLU	Comb. SLU A1 40	
41	SLU	Comb. SLU A1 41	SI
42	SLU	Comb. SLU A1 42	SI
43	SLU	Comb. SLU A1 43	SI
44	SLU	Comb. SLU A1 44	SI
45	SLU	Comb. SLU A1 45	SI
46	SLU	Comb. SLU A1 46	SI
47	SLU	Comb. SLU A1 47	SI
48	SLU	Comb. SLU A1 48	SI
49	SLU	Comb. SLU A1 49	SI
50	SLU	Comb. SLU A1 50	SI
51	SLU	Comb. SLU A1 51	SI
52	SLU	Comb. SLU A1 52	SI
53	SLU	Comb. SLU A1 53	SI
54	SLU	Comb. SLU A1 54	SI
55	SLU	Comb. SLU A1 55	SI
56	SLU	Comb. SLU A1 56	SI



Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
57	SLU	Comb. SLU A1 57	SI
58	SLU	Comb. SLU A1 58	SI
59	SLU	Comb. SLU A1 59	SI
60	SLU	Comb. SLU A1 60	SI
61	SLU	Comb. SLU A1 61	SI
62	SLU	Comb. SLU A1 62	SI
63	SLU	Comb. SLU A1 63	SI
64	SLU	Comb. SLU A1 64	SI
65	SLU	Comb. SLU A1 65	SI
66	SLU	Comb. SLU A1 66	SI
67	SLU	Comb. SLU A1 67	SI
68	SLU	Comb. SLU A1 68	SI
69	SLU	Comb. SLU A1 69	SI
70	SLU	Comb. SLU A1 70	SI
71	SLU	Comb. SLU A1 71	SI
72	SLU	Comb. SLU A1 72	SI
73	SLU	Comb. SLU A1 73	SI
74	SLU	Comb. SLU A1 74	SI
75	SLU	Comb. SLU A1 75	SI
76	SLU	Comb. SLU A1 76	SI
77	SLU	Comb. SLU A1 77	SI
78	SLU	Comb. SLU A1 78	SI
79	SLU	Comb. SLU A1 79	SI
80	SLU	Comb. SLU A1 80	SI
81	SLU	Comb. SLU A1 81	SI
82	SLU	Comb. SLU A1 82	SI
83	SLU	Comb. SLU A1 83	SI
84	SLU	Comb. SLU A1 84	SI
85	SLU	Comb. SLU A1 85	SI
86	SLU	Comb. SLU A1 86	SI
87	SLU	Comb. SLU A1 87	SI
88	SLU	Comb. SLU A1 88	SI
89	SLU	Comb. SLU A1 89	SI
90	SLU	Comb. SLU A1 90	SI
91	SLU	Comb. SLU A1 91	SI
92	SLU	Comb. SLU A1 92	SI
93	SLU	Comb. SLU A1 93	SI
94	SLU	Comb. SLU A1 94	SI
95	SLU	Comb. SLU A1 95	SI
96	SLU	Comb. SLU A1 96	SI
97	SLU	Comb. SLU A1 97	SI
98	SLU	Comb. SLU A1 98	SI
99	SLU	Comb. SLU A1 99	SI
100	SLU	Comb. SLU A1 100	SI
101	SLU	Comb. SLU A1 101	SI
102	SLU	Comb. SLU A1 102	SI
103	SLU	Comb. SLU A1 103	SI
104	SLU	Comb. SLU A1 104	SI
105	SLU	Comb. SLU A1 105	SI
106	SLU	Comb. SLU A1 106	SI
107	SLU	Comb. SLU A1 107	SI
108	SLU	Comb. SLU A1 108	SI
109	SLU	Comb. SLU A1 109	SI
110	SLU	Comb. SLU A1 110	SI
111	SLU	Comb. SLU A1 111	SI
112	SLU	Comb. SLU A1 112	SI
113	SLU	Comb. SLU A1 113	SI
114	SLU	Comb. SLU A1 114	SI
115	SLU	Comb. SLU A1 115	SI
116	SLU	Comb. SLU A1 116	SI
117	SLU	Comb. SLU A1 117	SI
118	SLU	Comb. SLU A1 118	SI
119	SLU	Comb. SLU A1 119	SI
120	SLU	Comb. SLU A1 120	SI
121	SLU	Comb. SLU A1 121	SI
122	SLU	Comb. SLU A1 122	SI
123	SLU	Comb. SLU A1 123	SI
124	SLU	Comb. SLU A1 124	SI
125	SLU	Comb. SLU A1 125	SI
126	SLU	Comb. SLU A1 126	SI
127	SLU	Comb. SLU A1 127	SI
128	SLU	Comb. SLU A1 128	SI
129	SLU	Comb. SLU A1 129	SI
130	SLU	Comb. SLU A1 130	SI
131	SLU	Comb. SLU A1 131	SI
132	SLU	Comb. SLU A1 132	SI
133	SLU	Comb. SLU A1 133	SI
134	SLU	Comb. SLU A1 134	SI
135	SLU	Comb. SLU A1 135	SI
136	SLU	Comb. SLU A1 136	SI
137	SLU	Comb. SLU A1 137	SI
138	SLU	Comb. SLU A1 138	SI
139	SLU	Comb. SLU A1 139	SI
140	SLU	Comb. SLU A1 140	SI
141	SLU	Comb. SLU A1 141	SI
142	SLU	Comb. SLU A1 142	SI
143	SLU	Comb. SLU A1 143	SI
144	SLU	Comb. SLU A1 144	SI
145	SLU	Comb. SLU A1 145	SI
146	SLU	Comb. SLU A1 146	SI
147	SLU	Comb. SLU A1 147	SI
148	SLU	Comb. SLU A1 148	SI
149	SLU	Comb. SLU A1 149	SI
150	SLU	Comb. SLU A1 150	SI
151	SLU	Comb. SLU A1 151	SI

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
152	SLU	Comb. SLU A1 152	SI
153	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 153	SI
154	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 154	SI
155	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 155	SI
156	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 156	SI
157	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 157	SI
158	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 158	SI
159	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 159	SI
160	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 160	SI
161	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 161	SI
162	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 162	SI
163	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 163	SI
164	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 164	SI
165	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 165	SI
166	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 166	SI
167	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 167	SI
168	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 168	SI
169	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 169	SI
170	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 170	SI
171	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 171	SI
172	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 172	SI
173	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 173	SI
174	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 174	SI
175	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 175	SI
176	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 176	SI
177	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 177	SI
178	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 178	SI
179	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 179	SI
180	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 180	SI
181	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 181	SI
182	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 182	SI
183	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 183	SI
184	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 184	SI
185	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 185	SI
186	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 186	SI
187	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 187	SI
188	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 188	SI
189	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 189	SI
190	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 190	SI
191	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 191	SI
192	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 192	SI
193	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 193	SI
194	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 194	SI
195	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 195	SI
196	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 196	SI
197	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 197	SI
198	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 198	SI
199	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 199	SI
200	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 200	SI
201	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 201	SI
202	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 202	SI
203	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 203	SI
204	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 204	SI
205	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 205	SI
206	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 206	SI
207	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 207	SI
208	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 208	SI
209	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 209	SI
210	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 210	SI
211	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 211	SI
212	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 212	SI
213	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 213	SI
214	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 214	SI
215	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 215	SI
216	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 216	SI
217	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 217	SI
218	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 218	SI
219	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 219	SI
220	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 220	SI
221	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 221	SI
222	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 222	SI
223	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 223	SI
224	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 224	SI
225	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 225	SI
226	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 226	SI
227	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 227	SI
228	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 228	SI
229	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 229	SI
230	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 230	SI
231	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 231	SI
232	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 232	SI
233	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 233	SI
234	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 234	SI
235	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 235	SI
236	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 236	SI
237	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 237	SI
238	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 238	SI
239	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 239	SI
240	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 240	SI
241	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 241	SI
242	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 242	SI
243	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 243	SI
244	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 244	SI
245	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 245	SI
246	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 246	SI

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
247	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 247	SI
248	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 248	SI
249	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 249	
250	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 250	
251	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 251	
252	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 252	
253	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 253	
254	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 254	
255	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 255	
256	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 256	
257	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 257	
258	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 258	
259	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 259	
260	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 260	
261	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 261	
262	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 262	
263	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 263	
264	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 264	
265	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 265	
266	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 266	
267	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 267	
268	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 268	
269	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 269	SI
270	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 270	SI
271	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 271	SI
272	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 272	SI
273	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 273	SI
274	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 274	SI
275	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 275	SI
276	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 276	SI
277	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 277	SI
278	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 278	SI
279	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 279	SI
280	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 280	SI
281	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 281	SI
282	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 282	SI
283	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 283	SI
284	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 284	SI
285	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 285	SI
286	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 286	SI
287	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 287	SI
288	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 288	SI
289	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 289	SI
290	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 290	SI
291	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 291	SI
292	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 292	SI
293	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 293	SI
294	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 294	SI
295	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 295	SI
296	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 296	SI
297	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 297	SI
298	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 298	SI
299	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 299	SI
300	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 300	SI
301	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 301	SI
302	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 302	SI
303	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 303	SI
304	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 304	SI
305	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 305	SI
306	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 306	SI
307	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 307	SI
308	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 308	SI
309	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 309	SI
310	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 310	SI
311	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 311	SI
312	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 312	SI
313	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 313	SI
314	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 314	SI
315	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 315	SI
316	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 316	SI
317	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 317	SI
318	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 318	SI
319	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 319	SI
320	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 320	SI
321	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 321	SI
322	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 322	SI
323	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 323	SI
324	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 324	SI
325	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 349	
326	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 350	
327	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 351	
328	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 352	
329	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 329	
330	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 330	
331	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 331	
332	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 332	
333	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 333	
334	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 334	
335	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 335	
336	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 336	
337	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 337	
338	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 338	
339	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 339	
340	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 340	
341	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 341	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
342	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 342	
343	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 343	
344	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 344	
345	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 345	SI
346	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 346	SI
347	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 347	SI
348	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 348	SI
349	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 349	SI
350	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 350	SI
351	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 351	SI
352	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 352	SI

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
2	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
3	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
4	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
5	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
6	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
7	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
8	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
9	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
10	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
11	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
12	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
13	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
14	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
15	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
16	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
17	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
18	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
19	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
20	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
21	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
22	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
23	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
24	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
25	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
26	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
27	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
28	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
29	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
30	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
31	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
32	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
33	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
34	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
35	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
36	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
37	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
38	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
39	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
40	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
41	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0						
42	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
43	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0						
44	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
45	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
46	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
47	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
48	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
49	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
50	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
51	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
52	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
53	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
54	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
55	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
56	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
57	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
58	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
59	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
60	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
61	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
62	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
63	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
64	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
65	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
66	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
67	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
68	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
69	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
70	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
71	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
72	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
73	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
74	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
75	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
76	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
77	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
78	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
79	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
80	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
81	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
82	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
83	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
84	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
85	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
86	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
87	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
88	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00



Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
89	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
90	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
91	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
92	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
93	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
94	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
95	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
96	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
97	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
98	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
99	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
100	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
101	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
102	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
103	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
104	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
105	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
106	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
107	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
108	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
109	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
110	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
111	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
112	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
113	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
114	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
115	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
116	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
117	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
118	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
119	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
120	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
121	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
122	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
123	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
124	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
125	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
126	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
127	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
128	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
129	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
130	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
131	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
132	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
133	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
134	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
135	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
136	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
137	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
138	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
139	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
140	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
141	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
142	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
143	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
144	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
145	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
146	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
147	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
148	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
149	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
150	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
151	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
152	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
153	1.00	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
154	1.00	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
155	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
156	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
157	1.00	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
158	1.00	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
159	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
160	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
161	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
162	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
163	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
164	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
165	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
166	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
167	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
168	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
169	1.00	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
170	1.00	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
171	1.00	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
172	1.00	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
173	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
174	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
175	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
176	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
177	1.00	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
178	1.00	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
179	1.00	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
180	1.00	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
181	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
182	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
183	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
184	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
185	0.0	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
186	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
187	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
188	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
189	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
190	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
191	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
192	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
193	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
194	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
195	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
196	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
197	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
198	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
199	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
200	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
201	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
202	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
203	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
204	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
205	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
206	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
207	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
208	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
209	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
210	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
211	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
212	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
213	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
214	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
215	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
216	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
217	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.80							
218	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.80							
219	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.80							
220	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.80							
221	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.80							
222	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.80							
223	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.80							
224	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.80							
225	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.80							
226	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.80							
227	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.80							
228	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.80							
229	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.80							
230	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.80							

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
231	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.80							
232	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.80							
233	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.80							
234	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.80							
235	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.80							
236	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.80							
237	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.80							
238	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.80							
239	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.80							
240	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.80							
241	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.80							
242	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.80							
243	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.80							
244	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.80							
245	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.80							
246	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.80							
247	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.80							
248	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.80							
249	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
250	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
251	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
252	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
253	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
254	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
255	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
256	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
257	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
258	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
259	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
260	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
261	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
262	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
263	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
264	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
265	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
266	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
267	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
268	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
269	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
270	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
271	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
272	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
273	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
274	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
275	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
276	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
277	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
278	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
279	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00						
	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0						
280	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
281	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
282	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
283	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
284	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
285	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
286	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
287	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
288	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
289	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
290	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
291	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
292	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
293	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
294	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
295	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
296	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
297	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
298	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
299	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
300	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
301	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
302	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
303	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
304	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
305	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
306	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
307	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
308	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
309	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
310	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
311	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
312	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
313	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
314	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
315	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
316	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
317	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
318	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
319	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
320	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
321	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
322	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
323	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
324	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
325	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							



Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
326	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
327	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
328	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
329	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
330	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
331	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
332	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
333	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
334	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
335	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
336	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
337	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
338	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
339	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
340	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
341	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
342	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
343	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90							
344	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90							
345	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
346	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
347	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
348	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
349	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
350	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
351	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
352	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							

## MODELLO 2

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 14	
15	SLU	Comb. SLU A1 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 25	
26	SLU	Comb. SLU A1 26	
27	SLU	Comb. SLU A1 27	
28	SLU	Comb. SLU A1 28	
29	SLU	Comb. SLU A1 29	
30	SLU	Comb. SLU A1 30	
31	SLU	Comb. SLU A1 31	
32	SLU	Comb. SLU A1 32	
33	SLU	Comb. SLU A1 33	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
34	SLU	Comb. SLU A1 34	
35	SLU	Comb. SLU A1 35	
36	SLU	Comb. SLU A1 36	
37	SLU	Comb. SLU A1 37	
38	SLU	Comb. SLU A1 38	
39	SLU	Comb. SLU A1 39	
40	SLU	Comb. SLU A1 40	
41	SLU	Comb. SLU A1 41	SI
42	SLU	Comb. SLU A1 42	SI
43	SLU	Comb. SLU A1 43	SI
44	SLU	Comb. SLU A1 44	SI
45	SLU	Comb. SLU A1 45	SI
46	SLU	Comb. SLU A1 46	SI
47	SLU	Comb. SLU A1 47	SI
48	SLU	Comb. SLU A1 48	SI
49	SLU	Comb. SLU A1 49	SI
50	SLU	Comb. SLU A1 50	SI
51	SLU	Comb. SLU A1 51	SI
52	SLU	Comb. SLU A1 52	SI
53	SLU	Comb. SLU A1 53	SI
54	SLU	Comb. SLU A1 54	SI
55	SLU	Comb. SLU A1 55	SI
56	SLU	Comb. SLU A1 56	SI
57	SLU	Comb. SLU A1 57	SI
58	SLU	Comb. SLU A1 58	SI
59	SLU	Comb. SLU A1 59	SI
60	SLU	Comb. SLU A1 60	SI
61	SLU	Comb. SLU A1 61	SI
62	SLU	Comb. SLU A1 62	SI
63	SLU	Comb. SLU A1 63	SI
64	SLU	Comb. SLU A1 64	SI
65	SLU	Comb. SLU A1 65	SI
66	SLU	Comb. SLU A1 66	SI
67	SLU	Comb. SLU A1 67	SI
68	SLU	Comb. SLU A1 68	SI
69	SLU	Comb. SLU A1 69	SI
70	SLU	Comb. SLU A1 70	SI
71	SLU	Comb. SLU A1 71	SI
72	SLU	Comb. SLU A1 72	SI
73	SLU	Comb. SLU A1 73	SI
74	SLU	Comb. SLU A1 74	SI
75	SLU	Comb. SLU A1 75	SI
76	SLU	Comb. SLU A1 76	SI
77	SLU	Comb. SLU A1 77	SI
78	SLU	Comb. SLU A1 78	SI
79	SLU	Comb. SLU A1 79	SI
80	SLU	Comb. SLU A1 80	SI
81	SLU	Comb. SLU A1 81	SI
82	SLU	Comb. SLU A1 82	SI
83	SLU	Comb. SLU A1 83	SI
84	SLU	Comb. SLU A1 84	SI
85	SLU	Comb. SLU A1 85	SI
86	SLU	Comb. SLU A1 86	SI
87	SLU	Comb. SLU A1 87	SI
88	SLU	Comb. SLU A1 88	SI
89	SLU	Comb. SLU A1 89	SI
90	SLU	Comb. SLU A1 90	SI
91	SLU	Comb. SLU A1 91	SI
92	SLU	Comb. SLU A1 92	SI
93	SLU	Comb. SLU A1 93	SI
94	SLU	Comb. SLU A1 94	SI
95	SLU	Comb. SLU A1 95	SI
96	SLU	Comb. SLU A1 96	SI
97	SLU	Comb. SLU A1 97	SI
98	SLU	Comb. SLU A1 98	SI
99	SLU	Comb. SLU A1 99	SI
100	SLU	Comb. SLU A1 100	SI
101	SLU	Comb. SLU A1 101	SI
102	SLU	Comb. SLU A1 102	SI
103	SLU	Comb. SLU A1 103	SI
104	SLU	Comb. SLU A1 104	SI
105	SLU	Comb. SLU A1 105	SI
106	SLU	Comb. SLU A1 106	SI
107	SLU	Comb. SLU A1 107	SI
108	SLU	Comb. SLU A1 108	SI
109	SLU	Comb. SLU A1 109	SI
110	SLU	Comb. SLU A1 110	SI
111	SLU	Comb. SLU A1 111	SI
112	SLU	Comb. SLU A1 112	SI
113	SLU	Comb. SLU A1 113	SI
114	SLU	Comb. SLU A1 114	SI
115	SLU	Comb. SLU A1 115	SI
116	SLU	Comb. SLU A1 116	SI
117	SLU	Comb. SLU A1 117	SI
118	SLU	Comb. SLU A1 118	SI
119	SLU	Comb. SLU A1 119	SI
120	SLU	Comb. SLU A1 120	SI
121	SLU	Comb. SLU A1 121	SI
122	SLU	Comb. SLU A1 122	SI
123	SLU	Comb. SLU A1 123	SI
124	SLU	Comb. SLU A1 124	SI
125	SLU	Comb. SLU A1 125	SI
126	SLU	Comb. SLU A1 126	SI
127	SLU	Comb. SLU A1 127	SI
128	SLU	Comb. SLU A1 128	SI

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
129	SLU	Comb. SLU A1 129	SI
130	SLU	Comb. SLU A1 130	SI
131	SLU	Comb. SLU A1 131	SI
132	SLU	Comb. SLU A1 132	SI
133	SLU	Comb. SLU A1 133	SI
134	SLU	Comb. SLU A1 134	SI
135	SLU	Comb. SLU A1 135	SI
136	SLU	Comb. SLU A1 136	SI
137	SLU	Comb. SLU A1 137	SI
138	SLU	Comb. SLU A1 138	SI
139	SLU	Comb. SLU A1 139	SI
140	SLU	Comb. SLU A1 140	SI
141	SLU	Comb. SLU A1 141	SI
142	SLU	Comb. SLU A1 142	SI
143	SLU	Comb. SLU A1 143	SI
144	SLU	Comb. SLU A1 144	SI
145	SLU	Comb. SLU A1 145	SI
146	SLU	Comb. SLU A1 146	SI
147	SLU	Comb. SLU A1 147	SI
148	SLU	Comb. SLU A1 148	SI
149	SLU	Comb. SLU A1 149	SI
150	SLU	Comb. SLU A1 150	SI
151	SLU	Comb. SLU A1 151	SI
152	SLU	Comb. SLU A1 152	SI
153	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 153	SI
154	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 154	SI
155	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 155	SI
156	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 156	SI
157	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 157	SI
158	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 158	SI
159	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 159	SI
160	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 160	SI
161	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 161	SI
162	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 162	SI
163	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 163	SI
164	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 164	SI
165	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 165	SI
166	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 166	SI
167	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 167	SI
168	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 168	SI
169	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 169	SI
170	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 170	SI
171	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 171	SI
172	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 172	SI
173	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 173	SI
174	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 174	SI
175	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 175	SI
176	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 176	SI
177	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 177	SI
178	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 178	SI
179	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 179	SI
180	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 180	SI
181	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 181	SI
182	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 182	SI
183	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 183	SI
184	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 184	SI
185	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 185	SI
186	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 186	SI
187	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 187	SI
188	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 188	SI
189	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 189	SI
190	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 190	SI
191	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 191	SI
192	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 192	SI
193	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 193	SI
194	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 194	SI
195	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 195	SI
196	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 196	SI
197	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 197	SI
198	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 198	SI
199	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 199	SI
200	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 200	SI
201	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 201	SI
202	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 202	SI
203	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 203	SI
204	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 204	SI
205	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 205	SI
206	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 206	SI
207	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 207	SI
208	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 208	SI
209	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 209	SI
210	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 210	SI
211	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 211	SI
212	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 212	SI
213	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 213	SI
214	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 214	SI
215	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 215	SI
216	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 216	SI
217	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 217	SI
218	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 218	SI
219	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 219	SI
220	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 220	SI
221	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 221	SI
222	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 222	SI
223	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 223	SI

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
224	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 224	SI
225	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 225	SI
226	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 226	SI
227	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 227	SI
228	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 228	SI
229	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 229	SI
230	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 230	SI
231	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 231	SI
232	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 232	SI
233	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 233	SI
234	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 234	SI
235	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 235	SI
236	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 236	SI
237	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 237	SI
238	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 238	SI
239	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 239	SI
240	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 240	SI
241	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 241	SI
242	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 242	SI
243	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 243	SI
244	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 244	SI
245	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 245	SI
246	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 246	SI
247	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 247	SI
248	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 248	SI
249	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 249	
250	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 250	
251	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 251	
252	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 252	
253	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 253	
254	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 254	
255	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 255	
256	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 256	
257	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 257	
258	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 258	
259	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 259	
260	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 260	
261	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 261	
262	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 262	
263	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 263	
264	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 264	
265	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 265	
266	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 266	
267	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 267	
268	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 268	
269	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 269	SI
270	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 270	SI
271	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 271	SI
272	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 272	SI
273	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 273	SI
274	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 274	SI
275	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 275	SI
276	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 276	SI
277	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 277	SI
278	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 278	SI
279	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 279	SI
280	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 280	SI
281	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 281	SI
282	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 282	SI
283	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 283	SI
284	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 284	SI
285	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 285	SI
286	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 286	SI
287	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 287	SI
288	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 288	SI
289	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 289	SI
290	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 290	SI
291	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 291	SI
292	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 292	SI
293	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 293	SI
294	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 294	SI
295	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 295	SI
296	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 296	SI
297	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 297	SI
298	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 298	SI
299	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 299	SI
300	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 300	SI
301	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 301	SI
302	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 302	SI
303	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 303	SI
304	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 304	SI
305	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 305	SI
306	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 306	SI
307	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 307	SI
308	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 308	SI
309	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 309	SI
310	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 310	SI
311	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 311	SI
312	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 312	SI
313	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 313	SI
314	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 314	SI
315	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 315	SI
316	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 316	SI
317	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 317	SI
318	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 318	SI

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
319	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 319	SI
320	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 320	SI
321	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 321	SI
322	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 322	SI
323	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 323	SI
324	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 324	SI
325	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 349	
326	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 350	
327	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 351	
328	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 352	
329	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 329	
330	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 330	
331	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 331	
332	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 332	
333	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 333	
334	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 334	
335	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 335	
336	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 336	
337	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 337	
338	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 338	
339	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 339	
340	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 340	
341	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 341	
342	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 342	
343	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 343	
344	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 344	
345	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 345	SI
346	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 346	SI
347	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 347	SI
348	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 348	SI
349	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 349	SI
350	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 350	SI
351	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 351	SI
352	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 352	SI

0	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
2	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
3	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
4	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
5	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
6	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
7	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
8	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
9	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
10	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
11	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
12	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
13	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
14	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
15	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
16	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
17	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
18	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
19	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
20	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
21	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
22	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
23	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
24	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
25	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
26	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
27	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
28	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
29	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00



u	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
31	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
32	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
33	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
34	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
35	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
36	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
37	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
38	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
39	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
40	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
41	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
42	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
43	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
44	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
45	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
46	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
47	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
48	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
49	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
50	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
51	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
52	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
53	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
54	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
55	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
56	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
57	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
58	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
59	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
60	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
61	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
62	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
63	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
64	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
65	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
66	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
67	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
68	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
69	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
70	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
71	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
72	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
73	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
74	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
75	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
76	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							

u	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
77	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
78	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
79	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
80	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
81	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
82	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
83	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
84	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
85	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
86	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
87	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
88	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
89	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
90	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
91	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
92	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
93	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
94	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
95	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
96	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
97	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
98	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
99	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
100	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
101	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
102	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
103	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
104	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
105	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
106	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
107	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
108	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
109	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
110	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
111	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
112	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
113	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
114	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
115	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
116	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
117	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
118	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
119	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
120	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
121	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
122	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
123	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
124	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00

u	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
125	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
126	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
127	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
128	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
129	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
130	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
131	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
132	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
133	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
134	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
135	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
136	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
137	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
138	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
139	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
140	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
141	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
142	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
143	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
144	1.30	1.30	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
145	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
146	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
147	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
148	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
149	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
150	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
151	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
152	1.00	1.00	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50							
153	1.00	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
154	1.00	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
155	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
156	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
157	1.00	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
158	1.00	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
159	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
160	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
161	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
162	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
163	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
164	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
165	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
166	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
167	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
168	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
169	1.00	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
170	1.00	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
171	1.00	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							

u	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
172	1.00	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
173	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
174	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
175	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
176	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
177	1.00	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
178	1.00	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
179	1.00	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
180	1.00	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
181	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
182	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
183	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
184	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
185	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
186	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
187	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
188	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
189	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
190	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
191	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
192	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
193	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
194	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
195	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
196	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
197	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
198	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
199	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
200	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
201	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
202	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
203	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
204	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
205	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
206	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
207	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
208	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
209	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
210	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
211	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
212	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
213	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
214	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
215	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
216	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
217	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.80							
218	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.80							
219	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00

u	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
220	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.80							
	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.80							
221	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.80							
222	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.80							
223	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.80							
224	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.80							
225	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.80							
226	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.80							
227	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.80							
228	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.80							
229	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.80							
230	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.80							
231	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.80							
232	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.80							
233	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.80							
234	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.80							
235	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.80							
236	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.80							
237	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.80							
238	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.80							
239	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.80							
240	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.80							
241	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.80							
242	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.80							
243	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.80							
244	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.80							
245	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.80							
246	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.80							
247	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.80							
248	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.80							
249	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
250	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
251	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
252	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
253	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
254	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
255	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
256	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
257	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
258	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
259	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
260	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
261	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
262	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
263	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
264	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
265	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
266	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							



u	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
267	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
268	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
269	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
270	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
271	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
272	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
273	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
274	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
275	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
276	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
277	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
278	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
279	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
280	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
281	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
282	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
283	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
284	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
285	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
286	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
287	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
288	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
289	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
290	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
291	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
292	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
293	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
294	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
295	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
296	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
297	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
298	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
299	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
300	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
301	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
302	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
303	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
304	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
305	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
306	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
307	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
308	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
309	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
310	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
311	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
312	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
313	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
314	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00

U	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
315	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
316	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
317	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
318	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
319	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
320	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
321	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
322	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
323	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
324	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00							
325	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
326	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
327	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
328	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
329	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
330	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
331	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
332	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
333	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
334	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
335	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
336	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
337	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
338	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
339	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
340	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
341	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
342	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
343	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90							
344	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90							
345	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
346	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
347	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
348	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
349	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
350	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							
351	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
352	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80							

## MODELLO STRUTTURA VANO ASCENSORE

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 10	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
11	SLU	Comb. SLU A1 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 14	
15	SLU	Comb. SLU A1 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 25	
26	SLU	Comb. SLU A1 26	
27	SLU	Comb. SLU A1 27	
28	SLU	Comb. SLU A1 28	
29	SLU	Comb. SLU A1 29	
30	SLU	Comb. SLU A1 30	
31	SLU	Comb. SLU A1 31	
32	SLU	Comb. SLU A1 32	
33	SLU	Comb. SLU A1 33	
34	SLU	Comb. SLU A1 34	
35	SLU	Comb. SLU A1 35	
36	SLU	Comb. SLU A1 36	
37	SLU	Comb. SLU A1 37	
38	SLU	Comb. SLU A1 38	
39	SLU	Comb. SLU A1 39	
40	SLU	Comb. SLU A1 40	
41	SLU	Comb. SLU A1 41	
42	SLU	Comb. SLU A1 42	
43	SLU	Comb. SLU A1 43	
44	SLU	Comb. SLU A1 44	
45	SLU	Comb. SLU A1 45	
46	SLU	Comb. SLU A1 46	
47	SLU	Comb. SLU A1 47	
48	SLU	Comb. SLU A1 48	
49	SLU	Comb. SLU A1 49	
50	SLU	Comb. SLU A1 50	
51	SLU	Comb. SLU A1 51	
52	SLU	Comb. SLU A1 52	
53	SLU	Comb. SLU A1 53	
54	SLU	Comb. SLU A1 54	
55	SLU	Comb. SLU A1 55	
56	SLU	Comb. SLU A1 56	
57	SLU	Comb. SLU A1 57	
58	SLU	Comb. SLU A1 58	
59	SLU	Comb. SLU A1 59	
60	SLU	Comb. SLU A1 60	
61	SLU	Comb. SLU A1 61	
62	SLU	Comb. SLU A1 62	
63	SLU	Comb. SLU A1 63	
64	SLU	Comb. SLU A1 64	
65	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 65	
66	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 66	
67	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 67	
68	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 68	
69	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 69	
70	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 70	
71	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 71	
72	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 72	
73	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 73	
74	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 74	
75	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 75	
76	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 76	
77	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 77	
78	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 78	
79	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 79	
80	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 80	
81	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 81	
82	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 82	
83	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 83	
84	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 84	
85	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 85	
86	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 86	
87	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 87	
88	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 88	
89	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 89	
90	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 90	
91	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 91	
92	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 92	
93	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 93	
94	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 94	
95	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 95	
96	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 96	
97	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 97	
98	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 98	
99	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 99	
100	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 100	
101	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 101	
102	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 102	
103	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 103	
104	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 104	
105	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 105	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
106	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 106	
107	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 107	
108	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 108	
109	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 109	
110	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 110	
111	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 111	
112	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 112	
113	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 113	
114	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 114	
115	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 115	
116	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 116	
117	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 117	
118	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 118	
119	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 119	
120	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 120	
121	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 121	
122	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 122	
123	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 123	
124	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 124	
125	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 125	
126	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 126	
127	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 127	
128	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 128	
129	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 129	
130	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 130	
131	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 131	
132	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 132	
133	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 133	
134	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 134	
135	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 135	
136	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 136	
137	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 137	
138	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 138	
139	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 139	
140	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 140	
141	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 141	
142	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 142	
143	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 143	
144	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 144	
145	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 145	
146	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 146	
147	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 147	
148	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 148	
149	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 149	
150	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 150	
151	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 151	
152	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 152	
153	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 153	
154	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 154	
155	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 155	
156	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 156	
157	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 157	
158	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 158	
159	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 159	
160	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 160	
161	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 161	
162	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 162	
163	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 163	
164	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 164	
165	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 165	
166	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 166	
167	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 167	
168	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 168	
169	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 169	
170	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 170	
171	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 171	
172	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 172	
173	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 173	
174	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 174	
175	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 175	
176	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 176	
177	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 177	
178	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 178	
179	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 179	
180	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 180	
181	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 181	
182	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 182	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.50										
2	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.50										
3	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.50										
4	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.50										
5	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.50										
6	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.50										
7	1.00	1.00	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.50										

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
8	1.00	1.00	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.50										
9	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.05										
10	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.05										
11	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.05										
12	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.05										
13	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.05										
14	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.05										
15	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.05										
16	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.05										
17	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.50										
18	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.50										
19	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.50										
20	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.50										
21	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.50										
22	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.50										
23	1.00	1.00	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.50										
24	1.00	1.00	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.50										
25	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.05										
26	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.05										
27	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.05										
28	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.05										
29	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.05										
30	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.05										
31	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.05										
32	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.05										
33	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.05										
34	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.05										
35	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.05										
36	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.05										
37	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.05										
38	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.05										
39	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.05										
40	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.05										
41	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.50										
42	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.50										
43	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.50										
44	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.50										
45	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.50										
46	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.50										
47	1.00	1.00	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.50										
48	1.00	1.00	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.50										
49	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.05										
50	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.05										
51	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.05										
52	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.05										
53	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.05										
54	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.05										
55	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00



Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
56	1.00	0.0	0.0	1.05										
	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.05										
57	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.05										
58	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.05										
59	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	1.30	0.0	0.0	1.05										
60	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.30
	1.30	1.50	0.0	1.05										
61	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.05										
62	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.05										
63	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.05										
64	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00
	1.00	1.50	0.0	1.05										
65	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
66	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.30	0.60										
67	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
68	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.30	0.60										
69	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
70	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.30	0.60										
71	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
72	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.30	0.60										
73	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
74	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.30	0.60										
75	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
76	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.30	0.60										
77	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
78	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.30	0.60										
79	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
80	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.30	0.60										
81	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
82	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	1.00	0.60										
83	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
84	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	1.00	0.60										
85	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
86	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	1.00	0.60										
87	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
88	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	1.00	0.60										
89	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
90	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	1.00	0.60										
91	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
92	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	1.00	0.60										
93	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
94	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	1.00	0.60										
95	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
96	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	1.00	0.60										
97	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
98	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
99	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
100	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
101	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
102	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
103	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
104	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
105	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
106	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
107	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
108	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
109	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
110	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
111	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
112	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
113	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
114	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
115	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
116	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
117	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
118	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
119	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
120	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
121	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
122	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
123	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
124	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
125	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
126	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
127	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
128	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
129	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.00										
130	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	1.00	0.0	1.00										
131	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.00										
132	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	1.00	0.0	1.00										
133	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.70										
134	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	1.00	0.0	0.70										
135	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.70										
136	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	1.00	0.0	0.70										
137	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.00										
138	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00
	1.00	1.00	0.0	1.00										
139	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.00										
140	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00
	1.00	1.00	0.0	1.00										
141	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.70										
142	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00
	1.00	1.00	0.0	0.70										
143	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.70										
144	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.00
	1.00	1.00	0.0	0.70										
145	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.70										
146	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00
	1.00	1.00	0.0	0.70										
147	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.70										
148	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	1.00
	1.00	1.00	0.0	0.70										
149	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.00										
150	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
151	1.00	1.00	0.0	1.00										
	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	1.00										
152	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	1.00	0.0	1.00										
153	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.70										
154	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	1.00	0.0	0.70										
155	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.70										
156	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	1.00	1.00	0.0	0.70										
157	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.70										
158	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	1.00	1.00	0.0	0.70										
159	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.70										
160	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00
	1.00	1.00	0.0	0.70										
161	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.70										
162	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.70										
163	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.70										
164	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.70										
165	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.60										
166	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
167	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.60										
168	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
169	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.90	0.0	0.60										
170	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.90	0.0	0.60										
171	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.60										
172	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
173	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.60										
174	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
175	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.60										
176	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
177	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.60										
178	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.60										
179	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0										
180	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.0										
181	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.0	0.0	0.0										
182	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	0.80	0.0	0.0										

## MODELLO STRUTTURA LOCALE TECNICO

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 14	
15	SLU	Comb. SLU A1 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 23	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
24	SLU	Comb. SLU A1 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25	
26	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26	
27	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27	
28	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28	
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29	
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30	
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31	
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32	
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33	
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34	
35	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35	
36	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36	
37	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37	
38	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38	
39	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39	
40	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40	
41	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 41	
42	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42	
43	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 43	
44	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 44	
45	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 45	
46	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 46	
47	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 47	
48	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 48	
49	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 49	
50	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 50	
51	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 51	
52	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 52	
53	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 53	
54	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 54	
55	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 55	
56	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 56	
57	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57	
58	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58	
59	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59	
60	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60	
61	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61	
62	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62	
63	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63	
64	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64	
65	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65	
66	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66	
67	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67	
68	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68	
69	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69	
70	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70	
71	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71	
72	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72	
73	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73	
74	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74	
75	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 75	
76	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 76	
77	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 77	
78	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 78	
79	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 79	
80	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 80	
81	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 81	
82	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 82	
83	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 83	
84	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 84	
85	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 85	
86	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 86	
87	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 87	
88	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 88	
89	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 89	
90	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 90	
91	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 91	
92	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 92	
93	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 93	
94	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 94	
95	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 95	
96	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 96	
97	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 97	
98	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 98	
99	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 99	
100	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 100	
101	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 101	
102	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 102	
103	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 103	
104	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 104	
105	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 105	
106	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 106	
107	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 107	
108	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 108	
109	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 109	
110	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 110	
111	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 111	
112	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 112	
113	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 113	
114	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 114	
115	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 115	
116	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 116	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
3	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
5	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
7	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
9	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
11	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
13	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
15	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
17	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
19	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
21	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
22	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
23	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
24	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
25	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
27	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
29	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
31	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
32	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
33	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
35	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
37	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
38	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
39	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
41	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
43	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
44	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
45	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50
46	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	0.0
47	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.30	1.50



Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
48	0.30	1.00	0.80											
	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
49	0.30	0.0	0.80											
	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	1.00	0.80											
50	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
51	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.30	1.00	0.80											
52	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.30	0.0	0.80											
53	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	1.00	0.80											
54	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
55	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.30	1.00	0.80											
56	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.30	0.0	0.80											
57	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
58	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
59	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
60	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
61	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
62	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
63	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
64	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
65	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
66	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
67	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
68	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
69	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
70	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
71	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
72	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
73	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
74	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
75	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
76	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
77	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
78	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
79	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
80	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
81	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
82	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
83	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
84	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
85	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
86	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
87	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
88	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
89	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
90	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.00											
91	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0											
92	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00
	0.0	0.0	1.00											
93	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
94	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.00											

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
95	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0											
96	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00
	0.0	0.0	1.00											
97	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
98	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	1.00											
99	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00
	0.0	0.0	0.0											
100	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00
	0.0	0.0	1.00											
101	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
102	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.80											
103	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.0											
104	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
105	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
106	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.80											
107	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.0											
108	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											
109	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.90
	0.0	0.0	0.0											
110	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.90
	0.0	0.0	0.80											
111	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.90											
112	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.90											
113	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0											
114	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.80											
115	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.0											
116	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.80
	0.0	0.0	0.80											

### 1.15 – DESCRIZIONE DELLA METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI

**La Progettazione degli interventi dell'edificio oggetto di analisi è stata svolta prendendo in considerazione lo SLV** (verifiche di resistenza, Tab. 7.3.III NTC 2018), per quanto riguarda le verifiche SLU.

La campagna di indagini condotta ha permesso di raggiungere un **Livello di Conoscenza** della costruzione oggetto della verifica che è ragionevolmente classificabile pari a **"LC2"**.

#### Criteri di modellazione

Il conseguimento del miglioramento globale, a seguito degli interventi di progetto, è stato riscontrato tramite il programma ad elementi finiti PCM, della AEDES di San Minato Basso (PI).

La modellazione si articola mediante l'inserimento delle geometrie della costruzione e degli elementi compositivi per la creazione del "modello architettonico".

I pesi propri dei materiali vengono contemplati in automatico dal software ed i carichi degli elementi solaio vengono assegnati in fase di modellazione.

Successivamente viene generato il "modello strutturale" per le verifiche globali del fabbricato.

Al modello generato vengono applicati manualmente i carichi aggiuntivi non inseribili in automatico in fase di modellazione iniziale se necessari.

Il modello strutturale schematizza la struttura con un telaio equivalente mediante elementi aste, nodi e solai. Il telaio equivalente è costruito secondo la "Diffusione 30°" in cui la definizione delle zone rigide seguirà una legge di diffusione a 30° secondo il noto metodo elaborato dal Prof. Dolce.

La struttura viene vincolata alla base mediante nodi incastrati (vincoli alle traslazioni ed alle rotazioni).

Il primo ed il secondo solaio, in cui è stata rilevata la presenza di una soletta in c.a. con spessore 4 cm, sono stati considerati infinitamente rigidi, mentre il terzo solaio e la copertura sono stati considerati flessibili per

la mancanza di tale soletta. Nel modello dello stato di progetto, anche il terzo solaio è stato considerato infintamente rigido, in quanto è previsto l'intervento di realizzazione della soletta in c.a. superiormente allo stesso che verrà ancorata mediante connettori metallici ai travetti in c.a.p. e barre metalliche da c.a. alle murature perimetrali.

I sottofinestra, essendo realizzati con spessore ridotto per la presenza delle nicchie dei termosifoni, sono stati considerati non reagenti ed inseriti solo come carico.

I vari campi di solaio sono delimitati da cordolature e corree in c.a., di altezza pari a quella del solaio, armate con 4 verghe longitudinali diametro 10 mm e staffate con staffe diametro 6 mm (come si evince dalla VDS a firma dell'Ing. Matteo Lazzaretti). Cordoli e corree assicurano i collegamenti fra gli orizzontamenti e le murature verticali, posto che entrano sempre nello spessore dei muri sino al paramento esterno (rivestito con listello faccia a vista).

Esternamente alcune corree assumono la conformazione di vere e proprie travi con armatura più significativa (sono presenti sempre almeno 2 ferri diametro 12 mm sagomati ulteriori oltre l'armatura dei cordoli e corree "a spessore"). La loro rigidità permette di ridurre la snellezza dei maschi murari delimitati superiormente da dette travi; cioè sia nel piano che perpendicolarmente.

Sui rimanenti lati, oltre alla correa a livello del solaio, sono presenti voltini in marmiglia che non garantiscono il "funzionamento statico" delle fasce di piano. Si è optato pertanto, nella modellazione, di non considerare le fasce e di inserire travi ribassate in c.a. in corrispondenza delle aperture sui fronti interessati dalla presenza delle corree.

Le predette travi in c.a. e le cordolature di piano sono state considerate nel modello svincolando a flessione le fasce di piano ed assegnandovi una resistenza a trazione pari a quella n° 4 diam. 10 mm con caratteristiche pari a quelle delle armature rilevate nelle indagini:

Resistenza a trazione delle fasce:  $f_y = 3150 \text{ daN/cm}^2$        $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$   
 $T = (3150 * 3,14) / (1,15 * 1,2) = 71,67 \text{ kN}$

Le fasce di piano sono state inserite con la medesima altezza delle cordolature in c.a. (24 cm per il primo e secondo solaio, 22 cm per il terzo solaio e 67 cm per le coree maggiorate).

Le scale (in c.a.) sono state inserite nel modello di calcolo come solai a livello del piano superiore (tale modellazione risulta cautelativa dal punto di vista dell'analisi sismica in quanto la massa generata dalle stesse viene applicata interamente al piano superiore).

Al fine di considerare la fessurazione degli elementi strutturali i moduli elastici delle murature e degli elementi in c.a. sono stati ridotti del 50%.

Sul modello tridimensionale così realizzato sono state condotte l'analisi modale, l'analisi lineare non sismica, una analisi dinamica lineare (per le verifiche a pressoflessione ortogonale con il metodo equivalente) ed una analisi statica non lineare sismica (pushover).

Trattandosi di valutazione di vulnerabilità sismica di edificio esistente e non avendo incrementi di carichi in fondazione superiori al 10% rispetto allo stato di fatto, si è ritenuto di non dover effettuare ulteriori verifiche sul sistema di fondazione e, più in generale, sull'interazione terreno-struttura. Per quanto sopra esposto durante i sopralluoghi non sono stati rilevati segni di fessurazioni che possano ricondurre ad eventuali cedimenti fondali.

**Per quanto riguarda l'inserimento degli interventi migliorativi all'interno del modello di calcolo si è proceduto nel seguente modo:**

- Consolidamento di porzioni di muratura esistente mediante intonaco armato su entrambe le facce
- Realizzazione di consolidamenti tramite l'applicazione di FRP su paramenti murari e su elementi in c.a. quali travi e pilastri.
- Ridistribuzione delle aperture interne ed esterne.
- Realizzazione soletta (piano rigido) sul terzo solaio.
- Ingrossamento di un pilastro a piano terra.

#### **DESCRIZIONE ANALISI PUSHOVER CONDOTTA CON SOFTWARE PCM**

Nel seguito viene descritta la verifica di compatibilità degli spostamenti (analisi pushover) così come condotta

dal software di calcolo utilizzato (PCM) passando attraverso i criteri generali, l'algoritmo implementato dal programma ed i risultati dell'elaborazione per l'analisi.

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al Par. 7.3.4.2 delle NTC2018. In ogni caso, per le costruzioni in muratura nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare [C.7.3.8: tale rapporto è definito come:  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$ ] ecceda il valore 4.0 (per SLC; data la relazione che intercorre fra SLV e SLC è possibile considerare  $q^* \leq 3.0$  nel caso di verifica per SLV), la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta.

La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

In PCM, conformemente al Par. 7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti 7.8.2.2 e 7.8.3.2 delle NTC2018. Il modello, ove non sia applicata l'ipotesi shear-type, tiene conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e garantisce gli equilibri locali e globali. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

### **Criteri generali:**

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (pushover adattivo).

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidezza), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidezza degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (ad esempio: punto in copertura, generalmente coincidente con il baricentro, o a 2/3 dell'altezza).

Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a 1 grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Sinteticamente, quindi, il metodo pushover è basato su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

### **Distribuzione di Forze:**

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante il rapporto fra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale.

L'analisi statica non lineare viene eseguita con una delle seguenti distribuzioni di forze:

#### Gruppo 1 (distribuzioni principali)

FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:

(A) ("triangolare") Forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

La forma modale sarà in generale diversa nella direzione X e nella direzione Y: quindi quando si parla di primo modo [sia per la distribuzione C) sia per la E)], si deve intendere il primo modo secondo X, per l'analisi X; il primo modo secondo Y, per l'analisi Y.

Questo è importante nelle analisi 3D (mentre nelle 2D la questione è ininfluente, perché il primo modo si riferirà all'unica direzione orizzontale del piano verticale 2D considerato).

Per riconoscere se il modo è secondo X o secondo Y si controlla se la massa modale efficace secondo X è  $>$  o  $<$  di quella secondo Y.

(C) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(D) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

#### Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

ADATTIVE: la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidità, previa riesecuzione dell'analisi modale:

(F) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(G) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(H) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

Le distribuzioni (A)(B)(C) del Gruppo 1 e (E)(F)(G) del Gruppo 2 sono espressamente citate al Par. 7.3.4.2 delle NTC2018. Le distribuzioni (D)(H) possono essere considerate distribuzioni multi-modali, alternative o complementari alle (C)(G).

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (Par. 7.8.1.5.4); (C) solo se il periodo fondamentale è superiore a  $T_C$ .

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (Par. C8.7.1.3.1).

Le distribuzioni (C)(G) dipendono dalle forze spettrali: pertanto, poiché a SLD (di danno) e SLV (ultimo) corrispondono due distinti spettri di risposta, l'analisi pushover si differenzia fra i due stati limite; ognuna delle due verifiche a SLD e SLV si effettua nel corrispondente diagramma. Per tutte le altre distribuzioni, il diagramma pushover SLD e SLV è coincidente, ed in esso sono eseguite.

#### **Algoritmo di calcolo implementato in PCM**

Per ogni DISTRIBUZIONE DI FORZE da processare vengono svolte:

3D) analisi: +X, -X, +Y, -Y, con eventuali azioni torcenti aggiuntive (+/-  $M_t$ ) e con contributo della direzione ortogonale ridotto del 30% a causa della simultaneità dell'evento nelle due direzioni di riferimento (+/- 30%).

- Una data analisi si articola nei seguenti passi:

Inizio Loop (=Ciclo incrementale) con incremento progressivo del Taglio alla Base

1. Determinazione delle forze (secondo la distribuzione corrente) dovute all'incremento di taglio alla base

2. Analisi sismica statica equivalente, nella sola direzione corrente (X o Y), con forze orizzontali correnti

3. Noti gli incrementi di spostamento e di azioni interne, si calcolano i valori complessivi, sommandoli ai valori



complessivi del passo precedente

4. Archiviazione punto della curva di capacità (Spostamento punto di controllo - Taglio globale alla base)
  5. Verifiche della muratura. [La procedura esegue sempre automaticamente l'individuazione autocorrettiva del limite elastico. Se con l'incremento del ciclo corrente si oltrepassa il punto di crisi di un elemento, è possibile diminuire l'incremento e tornare all'inizio del ciclo corrente. Questa procedura viene seguita solo se si è scelto l'incremento di taglio autocorrettivo nei Parametri di Calcolo.]
  6. Se richiesto dai Parametri di Calcolo, si archivia tutta la configurazione strutturale (con le verifiche murarie)
  7. Se il modello deve essere aggiornato (alcuni elementi sono passati da verifica soddisfatta a non):
    - 7.1. Aggiornamento matrice rigidezze
    - 7.2. Fattorizzazione di rigidezza degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati. Si riesegue quindi l'Analisi della matrice delle rigidezze aggiornata
    - 7.3. Se la matrice è singolare (non più invertibile): struttura labile, esce dal Loop
    - 7.4. In caso di forma modale: riesecuzione Analisi Modale con aggiornamento distribuzione forze
  8. Se uno o più elementi collassano, occorre ripartire dal punto 0. costruendo una nuova curva di capacità (sottocurva) dell'analisi corrente, che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di Gravità, seguita di nuovo dal Loop. La costruzione delle sottocurve successive termina quando sopraggiunge la condizione di labilità che fa uscire dal Loop
- Termine Loop
9. Esame della curva di capacità; definizione di punti notevoli
  10. Verifica di sicurezza con oscillatore elastoplastico equivalente

Risultati dell'elaborazione per l'analisi pushover:

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al punto Par. C7.3.4.2, viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica (=spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta) del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico  $Se(T)$  e degli spettri di progetto per SLV e SLD è fornita al par. 3.2.3.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da:  $SDe(Ts) = Se(Ts) \cdot (T / 2\pi)^2$  (Par. 3.2.3.2.3).

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), gli Stati Limite SLO SLD SLV SLC sono caratterizzati nel modo seguente:

SLC: lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

SLV: lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a 3/4 dello spostamento a SLC

SLD: lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base

massimo).

SLO: lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un indicatore di rischio, dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando l'indicatore è non minore del valore di riferimento in relazione al tipo di intervento (nuovo edificio, adeguamento o miglioramento di edificio esistente).

I risultati di PCM riportano fra l'altro la capacità della struttura in termini di PGA ed in particolare: PGA,CLV e PGA,DLV, valori di massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio, definita dal valore in corrispondenza del quale vengono raggiunti, rispettivamente, lo stato limite ultimo SLV e lo stato limite di danno SLD. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno TR e la probabilità di superamento P,VR relativa al periodo di riferimento VR. Il calcolo della capacità della struttura viene effettuato tramite un ciclo iterativo condotto sul periodo di ritorno TR: si varia il valore di TR fra gli estremi 30 e 2475 anni (estremi previsti dalla Normativa), ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione a,g tale da soddisfare la verifica di sicurezza. Per soddisfare la verifica di sicurezza vengono considerate due condizioni contemporanee:

- 1) la domanda di spostamento (dipendente dallo spettro, e quindi dai valori di TR, ag e altri parametri correlati) deve essere  $\leq$  della capacità di spostamento definita dalla curva pushover;
- 2) il valore di  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$  deve essere  $\leq 3.0$  (valore competente alla verifica per SLV).

Si osservi che a,g indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nei Parametri di Calcolo - come a,g oppure come accelerazione al suolo tenendo conto degli effetti di suolo: il risultato in termini di PGA dipende quindi dal significato attribuito a PGA.

L'analisi statica non lineare eseguita da PCM fornisce inoltre il valore del fattore di comportamento q (Par. 7.8.1.3), attraverso il calcolo del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  dove:

$\alpha_1$  = moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario significativo raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

$\alpha_u$  = 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, l'edificio raggiunge la massima forza resistente.

### 1.15.1 – Descrizione software PCM 2022

#### ANALISI STATICA LINEARE

In analisi statica non sismica, per gli edifici in muratura viene sottoposto a verifiche di sicurezza il solo **Stato Limite Ultimo (SLU) di salvaguardia della Vita (SLV)** in base a quanto espressamente indicato in §4.5.6.3: "Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi". L'analisi può comprendere tuttavia anche Combinazioni di Carico per Stati Limite di Esercizio (per le quali PCM non esegue verifiche di sicurezza).

Le **Combinazioni di Carico per Analisi Statica non sismica** sono le combinazioni di tipo fondamentale, impiegate per gli stati limite ultimi (§2.5.1) §2.5.3, espresse dalla formulazione:

$$\gamma_{G1} * G_{1,1} + \gamma_{G2} * G_{2,2} + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k,1} + \gamma_{Q2} * \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{Q3} * \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots$$

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare  $Q_{k,1}$  è l'azione variabile dominante, mentre  $Q_{k,2}$ ,  $Q_{k,3}$ , ..., sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{k,j}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi$  i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.1.

Per la struttura denominata Nome, vengono elaborati sottocartelle e files di risultati organizzati secondo lo schema seguente.

\STA\Nome.A0i, i=1,...,n°CCE: Risultati della CCE i-esima

\STA\Nome.B0i, i=1,...,n°CCC: Risultati della CCC (combinazione delle condizione di carico elementari) i-esima. Questi risultati si riferiscono alle CCC direttamente specificate, senza relazione con l'analisi sismica.

Fra gli altri files prodotti dall'elaborazione di PCM:

\STA\Nome.E0i, .F0i, i=1,...,n°CCE: Files di servizio per le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione delle CCE

\STA\Nome.S0i, .T0i, i=1,...,n°CCC: Files di servizio per le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione delle CCC

E' inoltre possibile analizzare la Combinazione sismica (§3.2.4), definita da:

$$G,1 + G,2 + P + E + \Sigma(\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

le cui sollecitazioni coincidono quindi con la combinazione di carico prevista al passo iniziale dell'analisi pushover, e alla componente statica delle sollecitazioni sismiche nelle analisi sismiche lineari. Ai fini delle verifiche di sicurezza, vengono considerate le resistenze utilizzate in analisi sismica statica non lineare (pushover), in modo tale da rendere i risultati delle verifiche statiche della Combinazione Sismica coerenti con le verifiche condotte al passo iniziale dell'analisi pushover.

## **ANALISI SISMICA LINEARE (STATICA e DINAMICA MODALE)**

Dal punto di vista sismico, l'edificio può essere schematizzato con un modello tridimensionale (modellazione 3D) oppure scomposto in più modelli piani (modellazione 2D) ognuno analizzato singolarmente. La scomposizione in modelli piani è prevista nel caso di edifici esistenti in muratura con impalcati flessibili (§8.7.1).

Nella **modellazione 3D**, il sisma è rappresentato da forze sismiche di nodo in coordinate globali: FX, FY, FZ, MX, MY, MZ [normalmente sono diverse da zero solo le componenti: FX, FY (forze orizzontali), MZ (momento torcente intorno all'asse verticale)], che in caso di piano rigido in ipotesi master/slave, sono applicate nel solo nodo master. Gli effetti torcenti sull'edificio vengono interpretati dai momenti torcenti MZ, determinati dal prodotto forza orizzontale per l'eccentricità aggiuntiva. Essi sono presenti nel caso di piano rigido, dove assume significato il centro delle rigidità e quindi può essere considerata una sua eccentricità rispetto al baricentro.

Nella **modellazione 2D**: la forza sismica viene in genere applicata al traverso orizzontale, spesso considerato rigido: in tal caso, l'unico grado di libertà dinamico per il traverso è la traslazione orizzontale ed i modi di vibrare sono pari al numero di piani (=numero dei traversi); l'unica forza sismica è FX, dal momento che il telaio piano risiede nel piano XZ. Gli effetti torcenti sull'edificio vengono rappresentati tramite il coefficiente di amplificazione  $\delta$  da applicarsi direttamente alle forze sui traversi. Anche nella modellazione 2D si fa riferimento al nodo master di piano: generalmente, viene fatto coincidere con il nodo estremo sinistro del traverso posto alla quota del piano (nodo dove si considera concentrata l'azione sismica di origine modale).

Secondo Normativa, per gli edifici devono essere analizzati alcuni stati limite di riferimento. Per le costruzioni in muratura, questi sono:

- **Stati Limite di Esercizio (SLE)**: Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD)
- **Stati Limite Ultimi (SLU)**: Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC).

Per tutti i **nuovi edifici**, si devono analizzare **SLV (con verifiche di resistenza) e SLD (con verifiche di rigidità)**. Per gli edifici nuovi di **Classe III e IV**, per limitare i danneggiamenti strutturali, si devono eseguire verifiche di **resistenza per SLD** e verifiche di **rigidità per SLO** (§7.3.7.2).

Per gli **edifici esistenti** è possibile, se non diversamente richiesto, fare riferimento a §8.3, secondo cui la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV per le quali viene richiesto il rispetto di requisiti prestazionali: in tali casi si eseguiranno quindi anche verifiche a **SLD e SLO**.

Per ogni Stato Limite, la Normativa definisce lo Spettro di Risposta elastico. Per **SLO** lo spettro di progetto è lo spettro elastico corrispondente (§3.2.3.4), mentre per gli altri Stati Limite ultimi lo spettro di progetto si ottiene dallo spettro elastico dividendo le ordinate per il fattore di comportamento  $q$  (§3.2.3.5), distinto fra SLD e SLU.

**L'analisi sismica è organizzata secondo la seguente procedura:**

- (A) generazione e risoluzione di apposite C.C. elementari sismiche;
- (B) determinazione degli effetti sismici risultanti dalla simultaneità delle componenti orizzontali sismiche (per 'effetti' si intendono le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione);
- (C) combinazione degli effetti sismici con gli effetti dovuti ad altre azioni non sismiche.

(A) Le Condizioni di Carico elementari sismiche vengono determinate in base alle seguenti considerazioni (il riferimento corrente è alla **modellazione 3D**; in rosso le caratteristiche della **modellazione 2D**. **Nota bene:** la modellazione 2D è consentita per edifici regolari in pianta da alcuni testi normativi (cfr. OPCM 3274/2003-3431/2005, §4.4), ma non dal D.M.14.1.2018: quest'ultimo prevede invece la possibilità di modellazioni 2D per edifici esistenti in muratura (§8.7.1) con impalcati flessibili):

- il sisma orizzontale è considerato agente in due direzioni ortogonali (§3.2.3), indicate con  $\alpha$  e  $\alpha+90$ ;

(2D: una sola direzione, la X, nel piano del telaio, piano XZ);

- per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico nonché di eventuali incertezze (§7.2.6) è possibile considerare un'eccentricità aggiuntiva (tratta dai Parametri generali dei Dati geometrici), il cui effetto è quello di generare un momento torcente aggiuntivo  $M_{t,agg}$  di piano applicato direttamente nel centro di massa in caso di impalcato rigido, o scomposto in un sistema di forze autoequilibrato corrispondenti alle masse di piano nel caso di impalcato flessibile (2D: viene considerato il Coefficiente Amplificativo  $\delta$  definito in §7.3.3.2, direttamente applicato alla forza orizzontale).

Pertanto, in direzione  $\alpha$  si avranno 2 C.C. elementari:

- (1)  $\alpha + M_{t,agg}$
- (2)  $\alpha - M_{t,agg}$

dove  $M_{t,agg}$  è calcolato in base all'Eccentricità Aggiuntiva lungo  $\alpha+90$  (definita in §7.2.6) (ad ogni piano, il valore di  $M_{t,agg}$  può essere diverso, anche se NTC18 prevede un'eccentricità costante su tutti gli orizzontamenti).

(2D: 1 C.C. elementare:  $\alpha$ )

e altrettante in direzione  $\alpha+90$ :

- (3)  $(\alpha + 90) + M_{t,agg}$
- (4)  $(\alpha + 90) - M_{t,agg}$

dove  $M_{t,agg}$  è calcolato in base all'Eccentricità Aggiuntiva lungo  $\alpha$  (definita in §7.2.6) (ad ogni piano, il valore di  $M_{t,agg}$  può essere diverso).

In caso di **Analisi Sismica Statica Lineare**, frequentemente i piani sono considerati rigidi (l'applicazione di questa analisi è in genere lecita solo quando sono soddisfatte le condizioni di regolarità) ed in tal caso le 4 (2D: 1; la modellazione 2D con piani rigidi è consentita da alcune Norme: cfr. **OPCM 3274/2003-3431/2005**) C.C. elementari sono tutte da risolvere.

Queste Condizioni di Carico elementari di tipo sismico vengono prodotte automaticamente dal software.

Nel caso di piani rigidi, ognuna di queste Condizioni di Carico elementari è costituita da carichi concentrati nei nodi master (baricentri di piano), e più precisamente: forze orizzontali nelle direzioni globali X e Y, e momenti torcenti MZ dati dal prodotto forza orizzontale per l'eccentricità aggiuntiva (2D: c'è solo una forza orizzontale in direzione X, amplificata col coefficiente di amplificazione  $\delta$ ).

Il sisma verticale non viene considerato in Analisi Sismica Statica Lineare (§7.3.3.2), definita solo dal sistema di forze orizzontali distribuite lungo l'altezza dell'edificio. In caso di effetti sismici verticali rilevanti, si eseguirà l'Analisi Sismica Dinamica Modale; in alternativa, poiché gli effetti del sisma verticali possono essere limitati a modelli parziali comprendenti i soli elementi interessati (§7.2.1; p.es. sbalzi, strutture spingenti), all'Analisi Sismica Statica Lineare del modello globale per la valutazione degli effetti del sisma orizzontale, potranno essere associate valutazioni a parte riguardanti il sisma verticale effettuate appunto solo sugli elementi interessati.

In caso di **Analisi Sismica Dinamica Modale**, si devono considerare gli effetti dei singoli modi, che vanno combinati tra loro. In analisi sismica dinamica modale, più frequentemente che in analisi sismica statica lineare, è possibile che un impalcato sia non rigido e che quindi non esista un nodo master, ma le masse siano considerate vibranti indipendentemente l'una dall'altra.

Pertanto:

- se è considerata l'eccentricità accidentale (momenti torcenti aggiuntivi), sono da risolvere 4 (2D: 1; la modellazione 2D con piani rigidi è consentita da alcune Norme: cfr. **OPCM 3274/2003-3431/2005**) C.C. elementari per ogni modo;

- se si ignora l'eccentricità accidentale, le C.C. elementari si riducono a 2 per ogni modo:  $\alpha$ ,  $+(\alpha+90)$  (2D: 1; la modellazione 2D con piani flessibili è consentita, per edifici esistenti in muratura (cfr. §8.7.1), dal D.M.14.1.2018).

Ognuna di queste Condizioni di Carico elementari è costituita da carichi concentrati corrispondenti ai gradi di libertà dinamici, applicati nei nodi sedi di masse indipendenti (anche nell'analisi dinamica, in caso di piano rigido le forze agiscono nel nodo master, o baricentro di piano), e più precisamente: forze orizzontali nelle direzioni globali X e Y; in corrispondenza di un piano rigido, sarà anche applicato - nel nodo master del piano - il momento torcente MZ dato dal prodotto forza orizzontale per l'eccentricità aggiuntiva, mentre nel caso di piano flessibile l'eventuale azione torcente si scompone in un sistema di forze autoequilibrato corrispondenti alle masse di piano (2D: c'è solo una forza orizzontale in direzione X, amplificata col coefficiente di amplificazione  $\delta$ ).

In caso di presenza di effetti di sisma verticale (ossia, qualora fra i gradi di libertà dinamici vi sia la traslazione di masse in direzione verticale Z), deve essere considerata una ulteriore Condizione di Carico elementare determinata da sisma Z. Pertanto: nel caso 3D: in presenza di almeno un piano rigido, le C.C. elementari da risolvere per ogni modo sono 5; in assenza di piani rigidi, sono 3. Nel 2D: sono 2 (sisma orizzontale e sisma verticale).

Considerando i risultati di tutti gli N modi di vibrare, gli effetti delle C.C. elementari - tra loro corrispondenti (cioè la (1) del 1° modo con la (1) del 2° modo, ecc.; la (2) del 1° modo con la (2) del 2° modo ecc. ecc. fino alla (4)) - vanno sovrapposti tra loro con la modalità di combinazione modi scelta (generalmente la CQC).

Ne derivano così gli effetti sismici complessivi competenti alle 4 (o alle 2) (2D: 1) C.C. elementari.

Questa procedura viene gestita automaticamente da PCM, che:

I) partendo dai risultati dell'analisi modale crea le Condizioni di Carico elementari con le forze spettrali di origine modale;

II) risolve le Condizioni di Carico elementari stesse,

III) combina con il metodo scelto (in genere: CQC) gli effetti dei singoli modi di vibrare.

(B) Ottenuti gli effetti sismici complessivi corrispondenti alle 4 (o 2) (2D: 1) Condizioni di Carico elementari sismiche, si devono ora determinare i massimi effetti:

(b1) per sisma in direzione  $\alpha$ , i massimi effetti sono: per 4 Condizioni di Carico elementari sismiche, i valori massimi fra (1)(2); per 2 Condizioni di Carico direttamente i valori di (1) (2D: direttamente i valori di (1));

(b2) per sisma in direzione  $(\alpha+90)$ , analogamente: i massimi fra (3)(4), o direttamente i valori di (3).

Nei modelli tridimensionali, le varie componenti orizzontali dell'azione sismica ( $\alpha$ ,  $\alpha+90$  ed eventualmente verticale) devono essere considerate agenti simultaneamente (§7.3.5). Per le due componenti orizzontali ( $\alpha$  e  $\alpha+90$ ), i valori massimi (b1) e (b2) vengono combinati (a seconda della scelta dell'Utente):

- o calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati:  $E = \sqrt{(E_{\alpha}^2 + E_{(\alpha+90)}^2)}$

- o sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione:  $\text{Max} [(E_{\alpha} + "0.30 E_{(\alpha+90)}); (0.30 E_{\alpha} + E_{(\alpha+90)})]$  (§7.3.15, §7.3.5).

Per quanto riguarda gli effetti del sisma verticale, questo deve essere considerato ove necessario (§7.2.1). Complessivamente, viene scelto il massimo valore fra le seguenti combinazioni (regola fissa, quindi non c'è un corrispondente parametro di impostazione scelto dall'Utente):

$0.30 E_{\alpha} + "0.30 E_{(\alpha+90)} + " E_{\text{vert}}$

$E_{\alpha} + "0.30 E_{(\alpha+90)} + "0.30 E_{\text{vert}}$

$0.30 E_{\alpha} + " E_{(\alpha+90)} + "0.30 E_{\text{vert}}$

Una considerazione importante riguarda il segno "+" nelle combinazioni degli effetti nelle direzioni orizzontali e verticale. Il segno indica che deve essere assunto + o -, al fine di ottenere il risultato più sfavorevole.

In caso di analisi sismica dinamica modale 3D (e analogamente nel 2D), gli effetti sono però tutti privi di segno (derivano dalla sovrapposizione modale) e quindi il "+" è un + effettivo. L'effetto finale della combinazione è ovviamente ancora privo di segno.

In caso di analisi sismica statica lineare 3D, gli effetti hanno invece un segno e quindi il "+" può essere interpretato come + o -. Il risultato della combinazione è quindi con il segno, usando la formula del 30%; è invece senza segno, se si utilizza la formula della radice quadrata della somma dei quadrati.

Si osservi che nel D.M. 16.1.1996 non si prescriveva la simultaneità del sisma nelle due direzioni orizzontali (per esse si consentiva in generale l'analisi sismica separata): pertanto, la perdita del segno poteva dipendere solo dalla sovrapposizione modale e interessava quindi la sola analisi dinamica.

Nell'analisi sismica statica lineare 2D, gli effetti sono invece sempre con il segno (non si devono eseguire combinazioni fra direzioni, perché l'orizzontale è unica ed il verticale è assente in quanto per considerarlo occorre necessariamente eseguire l'analisi sismica dinamica modale).

Nei confronti dei vari stati limite analizzati, gli effetti sismici  $E_{\text{sism}}$  vengono valutati applicando, ove necessario, alcuni fattori correttivi, secondo il seguente schema:

- le **sollecitazioni in SLV** sono direttamente i valori risultanti dall'analisi svolta applicando forze sismiche determinate attraverso lo spettro di risposta di progetto allo stato limite SLV;
- gli **spostamenti in SLV** si ottengono amplificando i valori risultanti dall'analisi per il fattore  $\mu_d$  (§7.3.3.3). Gli spostamenti in SLV vengono utilizzati per particolari valutazioni, quali ad esempio la distanza tra costruzioni contigue (§7.2.2), ma in SLV non sono previste verifiche specifiche agli spostamenti alle quali corrispondano coefficienti di sicurezza caratteristici dell'edificio;
- le **sollecitazioni in SLD** sono direttamente i valori risultanti dall'analisi svolta applicando forze sismiche determinate attraverso lo spettro di risposta di progetto allo stato limite SLD;
- gli **spostamenti in SLD** si ottengono amplificando i valori risultanti dall'analisi per il fattore di comportamento  $q$ . Gli spostamenti in SLD vengono utilizzati per le verifiche di spostamento degli interpiani (§7.3.6.1);
- le **sollecitazioni e gli spostamenti in SLO** sono direttamente i valori risultanti dall'analisi svolta applicando forze sismiche determinate attraverso lo spettro di risposta di progetto allo stato limite SLO.

(C) A questo punto, gli effetti sismici Esism si combinano con le altre azioni (§3.2.4) per ottenere gli effetti finali da utilizzare nella verifica degli elementi strutturali.

Gli effetti delle altre azioni sono riconducibili alla sommatoria delle Condizioni di Carico elementari (NON sismiche), ognuna delle quali contribuisce con i coefficienti  $\psi_2$ .

La **Combinazione di Carico per Analisi Sismica** esaminata è quindi la seguente:

$$G_{1,j} + G_{2,j} + P + E + \Sigma(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$$

I risultati complessivi sono sempre espressi nella forma Estat +/- Esism, per ottenere l'effetto massimo e l'effetto minimo.

Se il segno non è perduto (vedi casi precedenti), all'effetto statico viene prima sommato, quindi sottratto l'effetto sismico: in dipendenza dal segno di questo, si formeranno corrispondentemente l'effetto complessivo massimo (con la somma) e minimo (con la sottrazione), o minimo con la somma e massimo con la sottrazione (minimo e massimo si intendono in valore assoluto). La congruenza fra caratteristiche di sollecitazione diverse (ad esempio, M e N per la pressoflessione, o M e T per lo scorrimento che interessa la zona reagente) viene tuttavia mantenuta solo qualora non siano state effettuate le combinazioni con la formula del 30%, e più esattamente nei seguenti casi: analisi sismica statica lineare in assenza di sisma verticale, 2D o 3D in una sola direzione (X o Y). Negli altri casi, le caratteristiche di sollecitazione verranno accoppiate secondo le combinazioni possibili; ad esempio, nelle verifiche a pressoflessione, si possono considerare Nmax, Mmax e Nmin, Mmin oppure anche Nmax, Mmin e Nmin, Mmax.

Se il segno è perduto (analisi dinamiche modali), l'effetto complessivo massimo (sempre in valore assoluto) è dato dalla somma dell'effetto statico e dell'effetto sismico assunto con il segno dell'effetto statico; viceversa, per l'effetto complessivo minimo, si somma allo statico l'effetto sismico con il segno opposto dello statico; a causa della perdita di segno, la congruenza fra caratteristiche di sollecitazione diverse viene perduta.

Per la struttura denominata Nome, vengono elaborati sottocartelle e files di risultati organizzati secondo lo schema seguente.

La sottocartella **\Sxx** significa: **\Progetti\Nome\SSL** per Analisi Sismica Statica Lineare, e **\Progetti\Nome\SDM** per Analisi Sismica Dinamica Modale.

La sottocartella **\SLx** indica: **SLO, SLD, SLV**. Ognuna di esse contiene i risultati dell'analisi sismica, condotta distintamente per i diversi Stati Limite.

**\SSL\SLx\Nome.SLI** (i=1,...,k) = Condizioni di Carico elementari corrispondenti alle forze sismiche utilizzate per l'analisi sismica statica lineare. Le forze sismiche per l'analisi statica lineare sono definite in §7.3.3.2.

k può assumere i seguenti valori: k=1: analisi 2D; k=4: 3D con piani rigidi. Il sisma verticale è sempre assente; qualora debba essere considerato, occorre utilizzare l'analisi sismica dinamica modale.

**\SSL\SLx\Nome.RSi** (i=1,...,k) = Risultati corrispondenti alle Condizioni di Carico elementari .SLI.

**\SSL\SLx\Nome.RSL** = Risultati dell'analisi sismica statica lineare: contiene i massimi effetti sismici, calcolati a partire dai files .RSI.

**\SDM\SLx\Nome.MOD** = Risultati dell'analisi modale. Contiene autovalori, autovettori, e le informazioni sulle forze spettrali, che - in caso di analisi sismica dinamica modale - vengono anche archiviate, con l'opportuna formattazione, negli appositi files .DMi.

**\SDM\SLx\Modo\_J\Nome.DMi** (i=1,...,k) = C.C. elementari corrispondenti alle forze sismiche spettrali derivanti dal modo j-esimo (j=1,...,N° modi da considerare). Nell'espressione delle forze non compare il fattore d'importanza, ma solo lo spettro di progetto. I files sono posti nella sottocartella creata appositamente per il modo j-esimo.

k può assumere i seguenti valori:

k=1: analisi 2D, no sisma verticale; k=2: analisi 2D, sì sisma verticale, o 3D no piani rigidi e no sisma verticale; k=3: 3D no piani rigidi, sì sisma verticale; k=4: 3D con almeno un piano rigido e no sisma verticale; k=5 con almeno un piano rigido e sì sisma verticale.

**\SDM\SLx\Modo\_J\Nome.RMi** (i=1,...,k) = Risultati corrispondenti alle Condizioni di Carico elementari .DMi.

**\SDM\SLx\Nome.RDi** (i=1,...,k) = Risultati corrispondenti alle Condizioni di Carico elementari .DMi combinate fra loro con il metodo di sovrapposizione modale scelto (in genere: CQC).

**\SDM\SLx\Nome.RDM** = Risultati dell'analisi sismica dinamica modale: contiene i massimi effetti sismici calcolati a partire dai files .RDi.

**\Sxx\SLx\Nome.RNS** = Risultati della combinazione di Condizioni di Carico elementari non sismiche; questa combinazione è destinata alla successiva combinazione con gli effetti sismici contenuti nel file .RSL o .RDM. Pertanto, questa combinazione di Condizioni di Carico elementari, basandosi sulla formulazione di §3.2.4, utilizzerà i coefficienti  $\psi_2$ .

**\SSL\SLx\Nome.RCS**, **\SDM\SLx\Nome.RCD** = Risultati della combinazione di carico sismica, rispettivamente corrispondenti ad analisi sismica statica e ad analisi sismica dinamica, contenenti:

gli effetti della combinazione di Condizioni di Carico elementari non sismiche (file .RNS), indicati con Estat;

± gli effetti sismici, indicati con Esism, ottenuti rispettivamente da file .RSL (per .RCS) o .RDM (per .RCD), e corretti secondo gli appositi fattori moltiplicativi (spostamenti SLV:  $\mu_d$  §7.3.3.3; spostamenti SLO e SLD:  $1/\eta$  §7.3.7; sollecitazioni SLO e SLD:  $(2/3)/\eta$  §7.3.7.1).

I risultati sono espressi quindi nella forma: Estat ± Esism

Fra gli altri files prodotti dall'elaborazione di PCM:

**\Sxx\SLx\Nome.SNS**, **.TNS**: files di servizio per le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione della combinazione di Condizioni di Carico elementari non sismiche;

**\Sxx\SLx\Nome.SSS**, **.TSS**: files di servizio per le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione di origine sismica.



## **VERIFICA SISMICA DI COMPATIBILITA' DEGLI SPOSTAMENTI (ANALISI PUSHOVER)**

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni edifici in muratura nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare [§C.7.3.8: tale rapporto è definito come:  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$ ] ecceda il valore 4.0 (per SLC; data la relazione che intercorre fra SLV e SLC è possibile considerare  $q^* \leq 3.0$  nel caso di verifica per SLV), la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta. La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema. In PCM, conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti §7.8.2.2 e §7.8.3.2. Il modello, ove non sia applicata l'ipotesi shear-type, tiene conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e garantisce gli equilibri locali e globali. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

### **Criteri generali:**

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (pushover adattivo).

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidezza), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidezza degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (ad esempio: punto in copertura, generalmente coincidente con il baricentro, o a 2/3 dell'altezza).

Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a 1 grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Sinteticamente, quindi, il metodo pushover è basato su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

Il metodo numerico implementato in PCM è un algoritmo di calcolo dedicato, secondo una traccia metodologica derivata dall'opera: G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli: La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP, Roma, Dicembre 2002 (volume in download da: <http://ssn.protezionecivile.it/RT/rtindex.html>) e definita dal documento 'ATC 40'. In tale ambito, seguendo NTC08, agli elementi murari viene attribuito comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, quindi con rigidezza costante nella fase elastica, e nulla nella fase plastica.

### **Distribuzione di Forze:**

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante il rapporto fra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale.

L'analisi statica non lineare viene eseguita con una delle seguenti distribuzioni di forze:

#### **Gruppo 1 (distribuzioni principali)**

*FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:*

(A) ("triangolare") Forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione. La forma modale sarà in generale diversa nella direzione X e nella direzione Y: quindi quando si parla di primo modo [sia per la distribuzione C) sia per la E)], si deve intendere il primo modo secondo X, per l'analisi X; il primo modo secondo Y, per l'analisi Y. Questo è importante nelle analisi 3D (mentre nelle 2D la questione è ininfluente, perché il primo modo si riferirà all'unica direzione orizzontale del piano verticale 2D considerato).

Per riconoscere se il modo è secondo X o secondo Y si controlla se la massa modale efficace secondo X è  $> 0$  o  $< 0$  di quella secondo Y.

(C) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(D) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

#### **Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)**

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

*ADATTIVE: la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidezza, previa riesecuzione dell'analisi modale:*

(F) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(G) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(H) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

Le distribuzioni (A)(B)(C) del Gruppo 1 e (E)(F)(G) del Gruppo 2 sono espressamente citate in §7.3.4.1. Le distribuzioni (D)(H) possono essere considerate distribuzioni multi-modali, alternative o complementari alle (C)(G).

Per edifici in muratura nuovi, con impalcanti rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); (C) solo se il periodo fondamentale è superiore a TC.

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.4).

Le distribuzioni (C)(G) dipendono dalle forze spettrali: pertanto, poichè a SLD (di danno) e SLV (ultimo) corrispondono due distinti spettri di risposta, l'analisi pushover si differenzia fra i due stati limite; ognuna delle due verifiche a SLD e SLV si effettua nel corrispondente diagramma. Per tutte le altre distribuzioni, il diagramma pushover SLD e SLV è coincidente, ed in esso sono eseguite

#### **Direzioni di analisi:**

L'analisi deve essere condotta nelle due direzioni ortogonali di riferimento (X e Y), ed è prevista la combinazione direzionale secondo §7.3.5.

- **ANALISI PIANE (2D):** gli edifici vengono scomposti in singoli telai, p.es. un telaio rappresentativo in direzione X (analisi statica non lineare in direzione X), ed un telaio rappresentativo in direzione Y (analisi statica non lineare in direzione Y).

- **ANALISI SPAZIALI (3D):** considerando il modello nel suo complesso (modello tridimensionale dell'edificio) l'analisi è condotta separatamente prima secondo X, e poi secondo Y.

In generale le strutture non sono simmetriche, per cui le analisi dovranno essere condotte anche secondo -X e secondo -Y.

In modelli 3D, dove si eseguono analisi X e analisi Y, la combinazione degli effetti nelle due direzioni orizzontali non deve essere applicata (§7.3.5).

#### **Algoritmo di calcolo implementato in PCM**

#### **ANALISI STATICA NON SISMICA (ANALISI DI GRAVITÀ)**

0. Analisi statica non sismica, con Combinazione di tipo sismico dei carichi verticali.

Secondo §3.2.4, gli effetti statici da sommare agli effetti sismici sono forniti dalla seguente combinazione:

$$G,1 + G,2 + P + \Sigma(\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

#### **ANALISI SISMICA INCREMENTALE**

Per ogni DISTRIBUZIONE DI FORZE da processare:

esecuzione di una serie di analisi statiche non lineari. Vengono svolte:

3D) analisi: +X, -X, +Y, -Y, con eventuali azioni torcenti aggiuntive (+/- Mt) e con contributo della direzione ortogonale ridotto del 30% a causa della simultaneità dell'evento nelle due direzioni di riferimento (+/- 30%).

2D) al massimo 2 analisi: +X, -X.

- Una data analisi si articola nei seguenti passi:

*Inizio Loop* (=Ciclo incrementale) con incremento progressivo del Taglio alla Base

1. Determinazione delle forze (secondo la distribuzione corrente) dovute all'incremento di taglio alla base

2. Analisi sismica statica equivalente, nella sola direzione corrente (X o Y), con forze orizzontali correnti

3. Noti gli incrementi di spostamento e di azioni interne, si calcolano i valori complessivi, sommandoli ai valori complessivi del passo precedente

4. Archiviazione punto della curva di capacità (Spostamento punto di controllo - Taglio globale alla base)

5. Verifiche della muratura. [La procedura esegue sempre automaticamente l'individuazione autocorrettiva del limite elastico. Se con l'incremento del ciclo corrente si oltrepassa il punto di crisi di un elemento, è possibile diminuire l'incremento e tornare all'inizio del ciclo corrente. Questa procedura viene seguita solo se si è scelto l'incremento di taglio autocorrettivo nei Parametri di Calcolo.]

6. Se richiesto dai Parametri di Calcolo, si archivia tutta la configurazione strutturale (con le verifiche murarie)

7. Se il modello deve essere aggiornato (alcuni elementi sono passati da verifica soddisfatta a non):

7.1. Aggiornamento matrice rigidezze

7.2. Fattorizzazione della matrice delle rigidezze aggiornata

7.3. Se la matrice è singolare (non più invertibile): struttura labile, esce dal Loop

7.4. In caso di forma modale: riesecuzione Analisi Modale con aggiornamento distribuzione forze

8. Se uno o più elementi collassano, occorre ripartire dal punto 0. costruendo una nuova curva di capacità (sottocurva) dell'analisi corrente, che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidezza degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati. Si riesegue quindi l'Analisi di Gravità, seguita di nuovo dal Loop. La costruzione delle sottocurve successive termina quando sopraggiunge la condizione di labilità che fa uscire dal Loop

*Termine Loop*

9. Esame della curva di capacità; definizione di punti notevoli

10. Verifica di sicurezza con oscillatore elastoplastico equivalente

#### **Risultati dell'elaborazione per l'analisi pushover:**

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al punto §C7.3.4.1, viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica (=spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta) del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL. Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico  $S_e(T)$  e degli spettri di progetto per SLV e SLD è fornita in §3.2.3.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da:  $S_{De}(T_s) = S_e(T_s) \cdot (T / 2\pi)^2$  (§3.2.3.2.3).

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), gli Stati Limite SLO SLD SLV SLC sono caratterizzati nel modo seguente:

**SLC:** lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;

- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativamente ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

**SLV:** lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a 3/4 dello spostamento a SLC

**SLD**: lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo).

**SLO**: lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un indicatore di rischio, dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando l'indicatore è non minore del valore di riferimento in relazione al tipo di intervento (nuovo edificio, adeguamento o miglioramento di edificio esistente).

I risultati di PCM riportano fra l'altro la capacità della struttura in termini di PGA ed in particolare: **PGA,CLV** e **PGA,DLV**, valori di massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio, definita dal valore in corrispondenza del quale vengono raggiunti, rispettivamente, lo stato limite ultimo SLV e lo stato limite di danno SLD. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno TR e la probabilità di superamento P,VR relativa al periodo di riferimento VR. Il calcolo della capacità della struttura viene effettuato tramite un ciclo iterativo condotto sul periodo di ritorno TR: si varia il valore di TR fra gli estremi 30 e 2475 anni (estremi previsti dalla Normativa), ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione a.g tale da soddisfare la verifica di sicurezza. Per soddisfare la verifica di sicurezza vengono considerate due condizioni contemporanee:

1) la domanda di spostamento (dipendente dallo spettro, e quindi dai valori di TR, ag e altri parametri correlati) deve essere  $\leq$  della capacità di spostamento definita dalla curva pushover;

2) il valore di  $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$  deve essere  $\leq 3.0$  (valore competente alla verifica per SLV).

Qualora la verifica di sicurezza sia soddisfatta per TR=2475 anni, la capacità della struttura viene qualificata con TR $\geq$ 2475 anni (il D.M. 14.1.2008, nell'Allegato A dispone che nell'analisi siano considerati solo valori di TR compresi fra 30 e 2475 anni). Analogamente, se la verifica di sicurezza non è soddisfatta per TR=30 anni, la capacità della struttura viene qualificata con TR $\leq$ 30 anni; i limiti assunti per PGA corrispondono ai limiti minimo e massimo di TR, secondo le corrispondenze definite dal reticolo di riferimento (Tab. 1, All.A al D.M. 14.1.2008).

Si osservi che a.g indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nei Parametri di Calcolo - come a.g oppure come accelerazione al suolo tenendo conto degli effetti di suolo: il risultato in termini di PGA dipende quindi dal significato attribuito a PGA.

L'analisi statica non lineare eseguita da PCM fornisce inoltre il valore del **fattore di comportamento q** (§7.8.1.3), attraverso il calcolo del rapporto  $\alpha u / \alpha 1$  dove:

$\alpha 1$  = moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario significativo raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

$\alpha u$  = 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, l'edificio raggiunge la massima forza resistente.

I valori del fattore di struttura sono i seguenti:

- Edifici nuovi:  $q = q_0 K_R$  (§7.3.1), dove:

per costruzioni in muratura ordinaria:  $q_0 = 1.75 \alpha u / \alpha 1$ ; per costruzioni in muratura armata:  $q_0 = 2.5 \alpha u / \alpha 1$ ; per costruzioni in muratura armata con progettazione in capacità:  $q_0 = 3.0 \alpha u / \alpha 1$ .  $K_R=1$  per edifici regolari in altezza; 0.8 altrimenti. In ogni caso,  $\alpha u / \alpha 1$  non può essere assunto maggiore di 2.5;

- Edifici esistenti (rif.: Circ. 2009 del D.M. 14.1.2008):  $q = 2.0 \alpha u / \alpha 1$  per edifici regolari in elevazione,  $q = 1.5 \alpha u / \alpha 1$  negli altri casi.

### 1.15.2 – Nuove Realizzazioni

Tipo di analisi strutturale	
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	SI
Analisi lineare	SI

Analisi utilizzata: analisi dinamica modale

L'analisi modale è stata effettuata automaticamente dal programma di calcolo che fornisce in uscita i valori dei periodi propri  $T_i$  e le deformate modali. L'analisi modale viene effettuata per tutte le condizioni di carico.

Ogni modo di vibrare è caratterizzato da una pulsazione per cui tutte le masse del sistema vibrano in fase e quindi passano contemporaneamente attraverso il punto di massimo spostamento.

Per ogni modo di vibrare, e quindi per ogni periodo, si può considerare che venga attivata una specifica quota parte della massa totale, indicata come massa efficace del modo di vibrare. Attraverso le tecniche numeriche specifiche dell'analisi modale, attraverso l'utilizzo dello spettro di risposta di progetto in accelerazione vengono calcolate le massime forze di inerzia specifiche per ogni modo di vibrare. Il comportamento vibrazionale effettivo della struttura contempla la compresenza di tutti i modi, pertanto, al fine del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, deve essere valutata una combinazione dei modi relativi alle masse messe in gioco, poiché non tutti i valori massimi vengono raggiunti contemporaneamente.

L'analisi modale è stata effettuata automaticamente dal programma di calcolo che fornisce in uscita i valori dei periodi propri  $T_i$  e le deformate modali. Sono stati considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa, ossia superiore al 5%. Si dovranno considerare un certo numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione 7.3.4 di seguito riportata:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$E_i$  valore dell'effetto relativo al modo  $i$ ;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \quad [7.3.5a]$$

$\xi_{ij}$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

$\beta_{ij}$  rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j / T_i$ ).

La [7.3.5a], nel caso di uguale smorzamento  $\xi$  dei modi  $i$  e  $j$ , si esprime come:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]} \quad [7.3.5b]$$

### 1.16 – RAPPRESENTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE E SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

La capacità sismica allo SLV è caratterizzata dalla scarsa resistenza in direzione “X”, intrinsecamente determinata dall’assetto geometrico-strutturale dell’edificio; è infatti evidente la **totale mancanza di maschi murari sismo-resistenti interni all’edificio in tale direzione soprattutto in corrispondenza del corridoio centrale.**

A ciò si aggiunge, **in entrambe le direzioni, la presenza di numerose aperture (sia interne che esterne) con la presenza di maschi murari di piccole dimensioni.**

In generale, per gli elementi in muratura sono state svolte, quando opportune, le seguenti verifiche:

- Verifica a pressoflessione ortogonale al piano
- Verifica a pressoflessione nel piano
- Verifica a taglio

Per quanto riguarda, invece, la verifica degli elementi in c.a., si sono svolte le verifiche di seguito riportate:

- Verifica a pressoflessione
- Verifica a taglio

**Dalle verifiche effettuate sulla modellazione relativa allo stato di fatto si riportano le seguenti risultanze:**

#### RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE

Allo Stato Limite Ultimo la struttura non risulta verificata. Sono presenti delle carenze a pressoflessione complanare (il 9,3% degli elementi non risultano verificati), a taglio scorrimento (il 4,3% degli elementi non risultano verificati) ed a taglio per fessurazione diagonale (lo 0,6% degli elementi non risultano verificati).

#### ANALISI SISMICA: RISULTATI GRAFICI DELLE ANALISI PUSHOVER

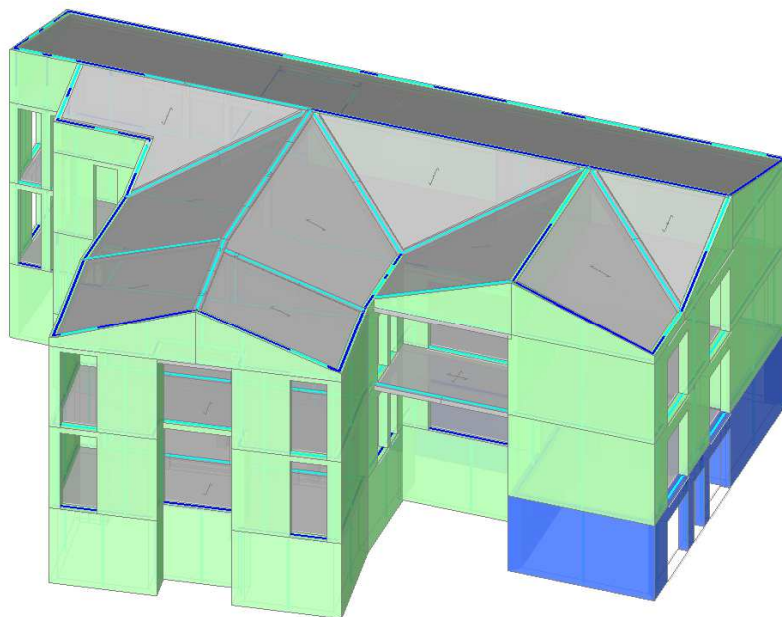
La capacità della struttura allo SLV è pari al 47.6% della domanda di azione sismica prevista dalle NTC 2018 per una nuova ed analoga costruzione.

Si riportano di seguito le immagini della modellazione ed i relativi risultati dello stato di fatto utilizzando gli accorgimenti precedentemente descritti.

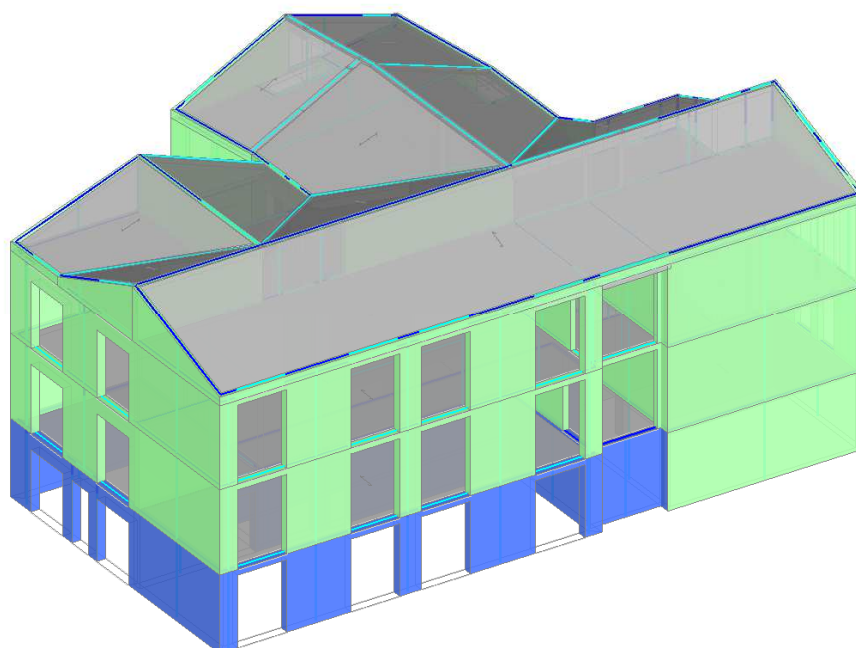
### *1.16.1 – Stato di fatto*

#### *1.16.1.1 – Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche*

Nel seguito si riportano le raffigurazioni riguardanti il modello di calcolo.

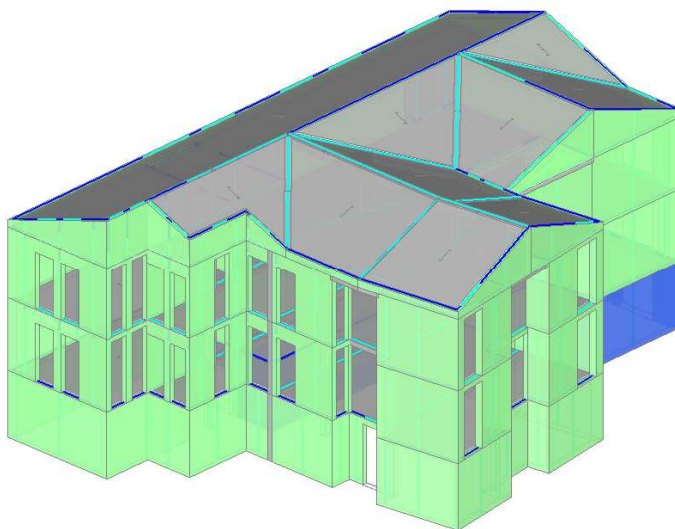


*Vista modello strutturale solido con solai*

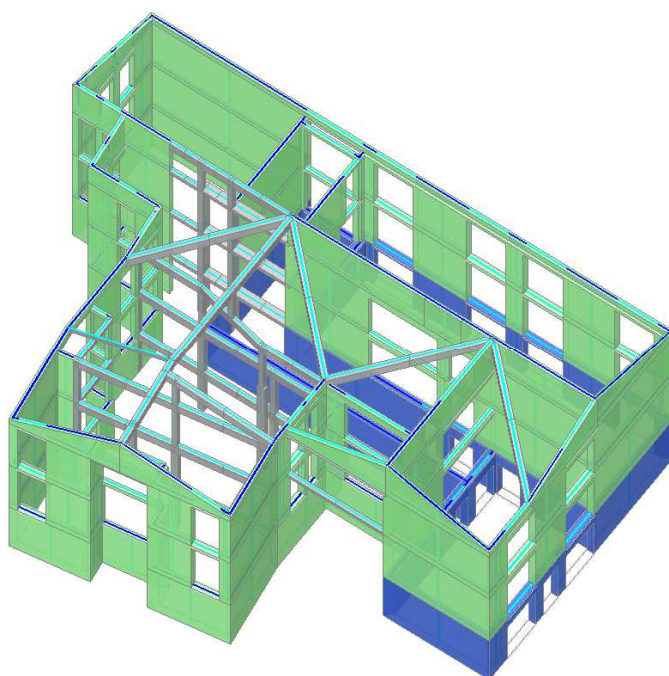


*Vista modello strutturale solido con solai*

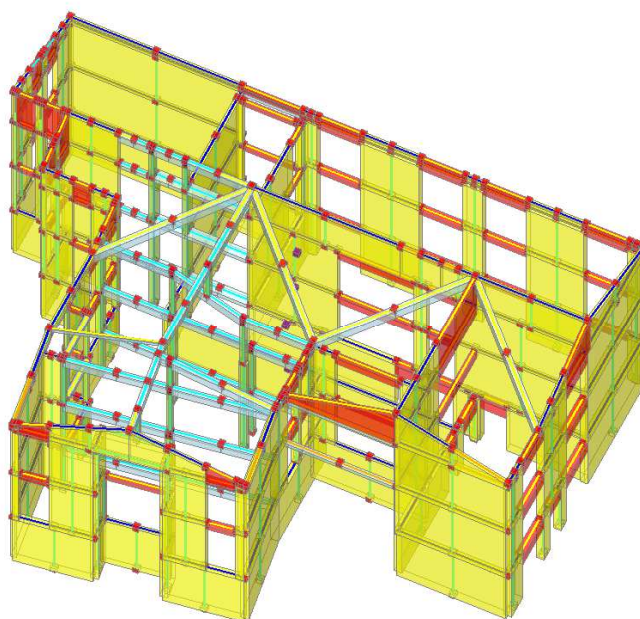




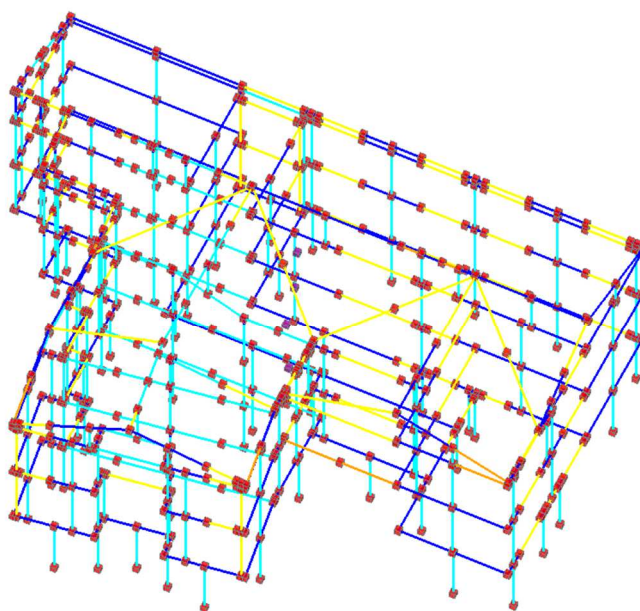
*Vista modello strutturale solido con solai*



*Vista modello strutturale solido senza solai*



*Vista modello strutturale "solido"*

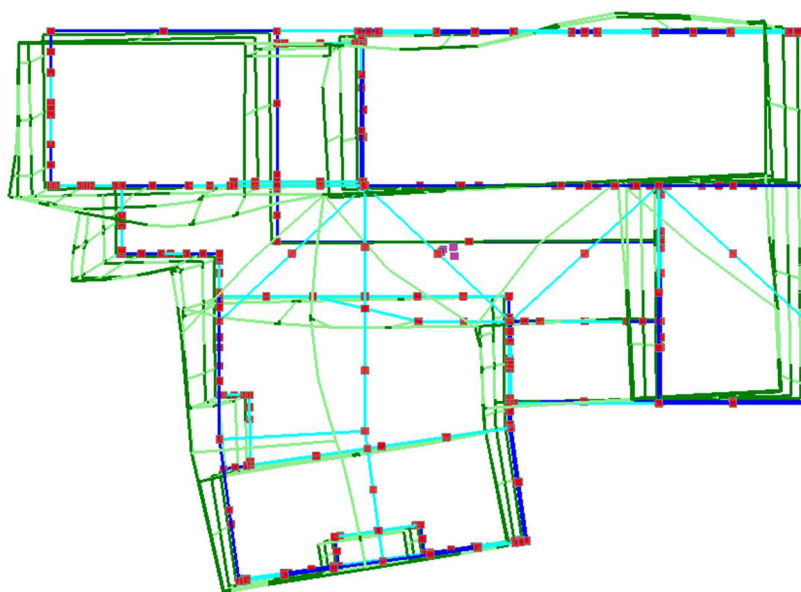


*Vista modello strutturale "a filo"*

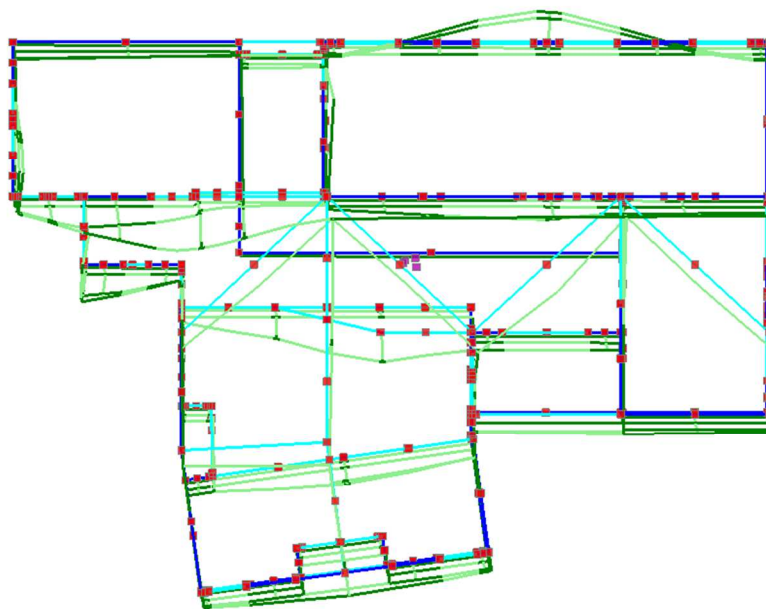
#### 1.16.1.2 – Analisi modale

Lo studio sismico della struttura prosegue sviluppando una analisi modale della stessa e successiva analisi sismica con metodo pushover.

Di seguito si mostrano le risultanze dell'analisi modale con l'individuazione dei periodi di vibrare principali.



*Modo 2/50 –  $T_x = 0,278\text{ s}$  –  $M^*x = 59,7\%$  – Tot: 59,7%*



*Modo 3/50 –  $T_y = 0,273\text{ s}$  –  $M^*y = 58,5\%$  - Tot: 67,9%*

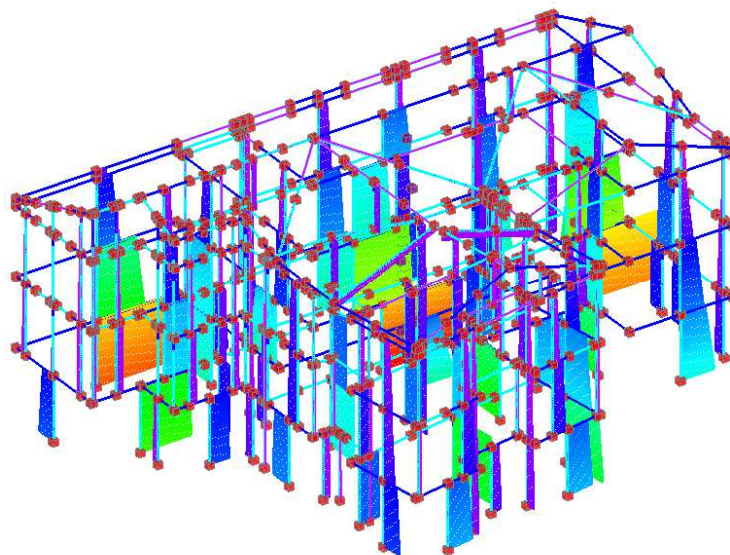
### 1.16.1.3 – Analisi statica non sismica

Di seguito si riportano le valutazioni riguardanti l'analisi statica non sismica e le relative verifiche di sicurezza.

#### Rappresentazione delle sollecitazioni maggiormente significative in ambito statico

**Sforzo normale N**  
kN (Valore assoluto)

0.00 - 134.05
134.05 - 268.11
268.11 - 402.16
402.16 - 536.22
536.22 - 670.27
670.27 - 804.32
804.32 - 938.38
938.38 - 1072.43
1072.43 - 1206.49
1206.49 - 1340.54

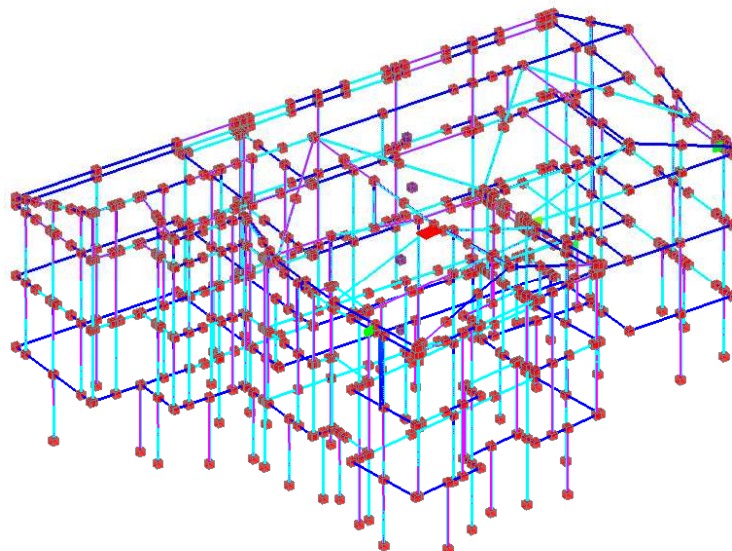


*Sforzo normale*



**Taglio Ty**  
kN (Valore assoluto)

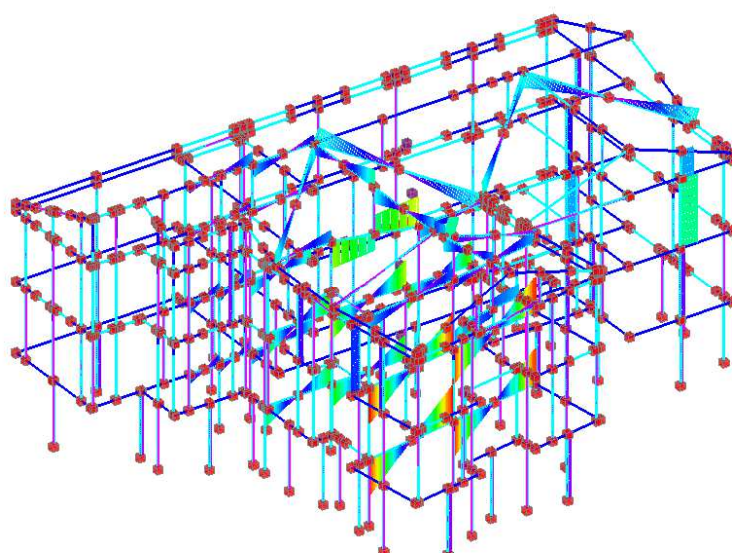
- 0.00 - 8.26
- 8.26 - 16.52
- 16.52 - 24.78
- 24.78 - 33.04
- 33.04 - 41.31
- 41.31 - 49.57
- 49.57 - 57.83
- 57.83 - 66.09
- 66.09 - 74.35
- 74.35 - 82.61



Taglio Ty

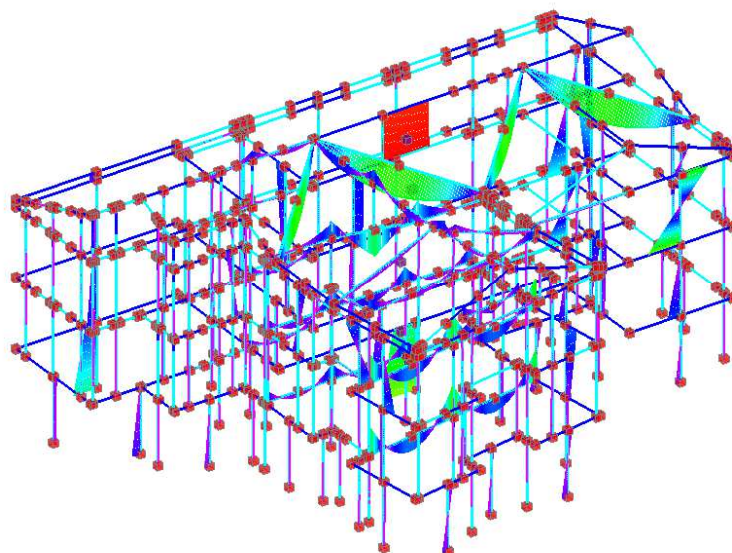
**Taglio Tz**  
kN (Valore assoluto)

- 0.00 - 14.37
- 14.37 - 28.74
- 28.74 - 43.11
- 43.11 - 57.48
- 57.48 - 71.85
- 71.85 - 86.22
- 86.22 - 100.59
- 100.59 - 114.96
- 114.96 - 129.33
- 129.33 - 143.70



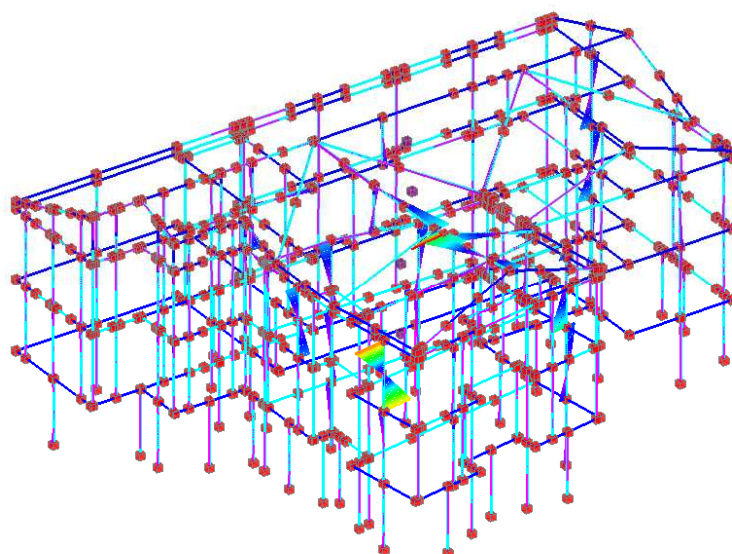
Taglio Tz

**Momento  $M_y$**   
kNm (Valore assoluto)  
0.00 - 18.97  
18.97 - 37.93  
37.93 - 56.90  
56.90 - 75.87  
75.87 - 94.84  
94.84 - 113.80  
113.80 - 132.77  
132.77 - 151.74  
151.74 - 170.70  
170.70 - 189.67



*Momento  $M_y$  (nel piano)*

**Momento  $M_z$**   
kNm (Valore assoluto)  
0.00 - 3.77  
3.77 - 7.54  
7.54 - 11.31  
11.31 - 15.08  
15.08 - 18.85  
18.85 - 22.62  
22.62 - 26.39  
26.39 - 30.16  
30.16 - 33.93  
33.93 - 37.70

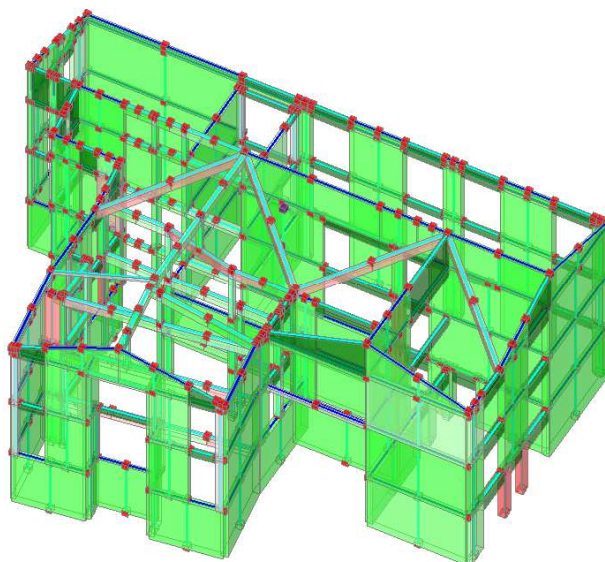


*Momento  $M_z$  (fuori piano)*

## Verifiche statiche

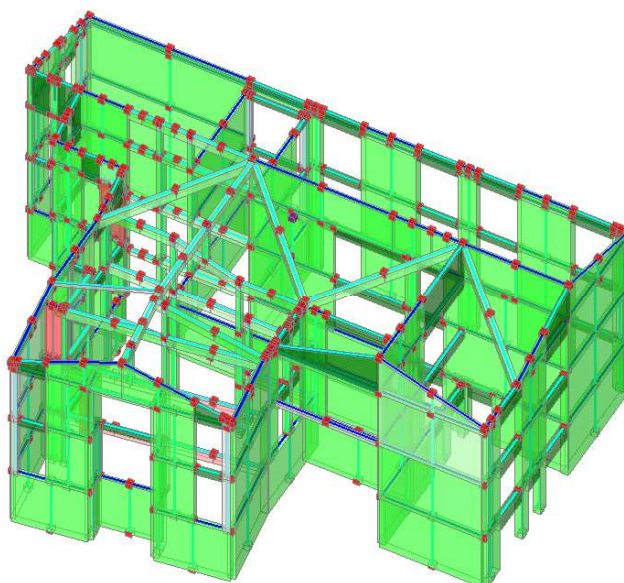
Di seguito si riportano le verifiche statiche con gradiente di colore. La colorazione verde indica verifiche soddisfatte mentre la colorazione in rosso indica verifiche non soddisfatte; l'intensità di colore rappresenta il grado di verifica (o non verifica).

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



### Pressoflessione complanare

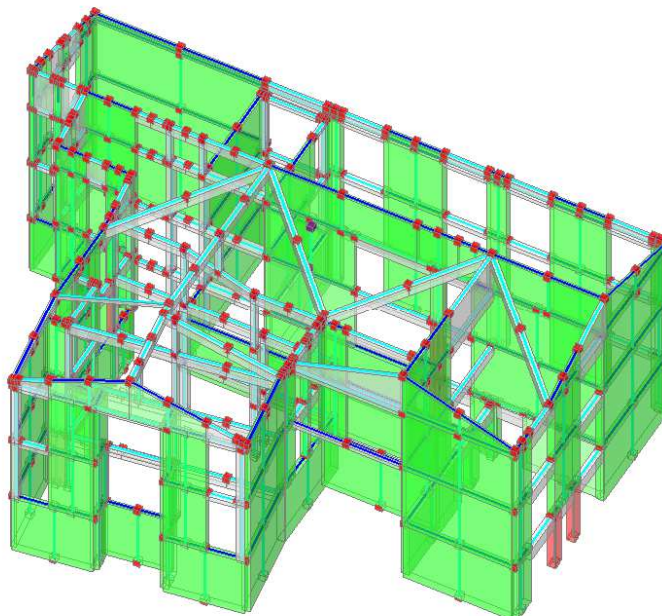
- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



### Taglio



- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



*Pressoflessione ortogonale 3D*

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)

**Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]**  
**Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura**

Involuppo CCC

Verifica di Resistenza della Struttura (STR)

Pressofless. complanare [§4.5.6]	0.000	90.7%
Taglio scomimento [§4.5.6]	0.000	95.7%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	0.673	99.4%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	0.000	95.8%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]		

Verifica di Resistenza del Terreno (GEO)

Capacità portante del terreno e  
Scomimento sul piano di posa [§6.4.2.1]

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azioni in input:  
verde: soddisfatte per tutti gli elementi  
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi

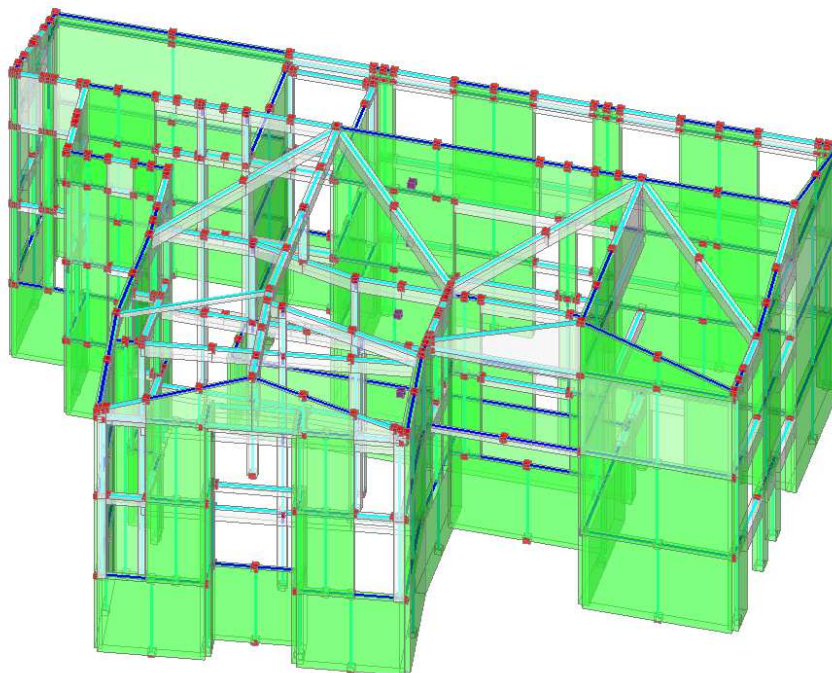
Chiudi

*Indicatori*

#### 1.16.1.4 – Analisi dinamica modale (verifiche fuori piano)

Le verifiche fuori dal piano, con analisi dinamica modale (Par. 7.8.1.5.3 delle NTC), possono essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto 7.8.1.5.2 delle NTC per l'analisi statica lineare.

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Analisi Sismica, Dinamica Modale (D.M.17.1.2018)- Miglioramento									
<b>Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]</b> <b>Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura</b>			<b>Confronto fra Capacità e Domanda - Indicatori di rischio</b> <b>Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.600</b>						
<b>SLU di salvaguardia della Vita (SLV)</b> <b>Verifica di Resistenza (RES)</b>			VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.262 g - TR,DLV = 712 anni - P,VR, DLV = 10 % Indicatori di rischio (zeta,E),SLV						
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]			Verifica di Resistenza fuori piano						
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	0.838	99.4%	} =						
			0.233	385	17.708	0.847	0.541	27	

La capacità della struttura risulta pari all'84,7% con verifiche quasi completamente soddisfatte.



### 1.1.16.5 – Analisi pushover

La struttura, modellata con il telaio equivalente, viene sottoposta all'analisi sismica incrementale (analisi pushover).

L'analisi statica non lineare in oggetto viene eseguita con le seguenti distribuzioni di forze:

Gruppo 1 (distribuzioni principali)

(A) (Lineare) Forze proporzionali alle forze statiche

Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

Sono state applicate tutte le direzioni ed i versi di analisi (+X, -X, +Y, -Y) considerando le combinazioni direzionali, i momenti torcenti aggiuntivi ed il sisma verticale.

Le procedure di svolgimento delle analisi pushover e le conseguenti verifiche effettuate con programma di calcolo sono state esposte in precedenza.

Diverse analisi pushover, con diversi punti di controllo, sono state condotte in fase preliminare per valutare le condizioni maggiormente gravose. Nello specifico sono state effettuate analisi di spinta considerando il nodo di controllo nel baricentro dei diversi piani ed in corrispondenza dei nodi di spigolo del fabbricato. In tutti i casi la situazione maggiormente gravosa coincide con l'assunzione del nodo di controllo in corrispondenza del baricentro del secondo livello e pertanto tale condizione viene mantenuta per il compimento delle verifiche e per la valutazione della capacità della struttura.

Nel seguito si riporta il tabulato riassuntivo dell'analisi pushover per le diverse distribuzioni e le diverse direzioni e versi di analisi.

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt.	Ez.	Control	$\zeta, \text{PGA}(\text{SLV})$	$\zeta, \text{TR}(\text{SLV})$	VN,CLV
52		<input checked="" type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	-	±	L4	0.476	0.107	5
56		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	-	±	L4	0.476	0.107	5
20		<input type="checkbox"/>	A	-X'	+0.3Y'	-	±	L4	0.502	0.125	6
24		<input type="checkbox"/>	A	-X'	-0.3Y'	-	±	L4	0.516	0.132	7
51		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	-		L4	0.520	0.136	7
55		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	-		L4	0.527	0.140	7
50		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	+	±	L4	0.560	0.164	8
54		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	+	±	L4	0.560	0.164	8
18		<input type="checkbox"/>	A	-X'	+0.3Y'	+	±	L4	0.575	0.173	9
19		<input type="checkbox"/>	A	-X'	+0.3Y'	-		L4	0.575	0.170	8
22		<input type="checkbox"/>	A	-X'	-0.3Y'	+	±	L4	0.575	0.174	9
23		<input type="checkbox"/>	A	-X'	-0.3Y'	-		L4	0.578	0.174	9
44		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'	-	±	L4	0.596	0.192	10
43		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'	-		L4	0.625	0.222	11
12		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	-	±	L4	0.629	0.228	11
17		<input type="checkbox"/>	A	-X'	+0.3Y'	+		L4	0.636	0.235	12
21		<input type="checkbox"/>	A	-X'	-0.3Y'	+		L4	0.636	0.235	12
11		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	-		L4	0.655	0.246	12
14		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	+	±	L4	0.655	0.250	13
49		<input type="checkbox"/>	E	-X'	+0.3Y'	+		L4	0.655	0.246	12
53		<input type="checkbox"/>	E	-X'	-0.3Y'	+		L4	0.655	0.246	12
10		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	+	±	L4	0.658	0.258	13
16		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	-	±	L4	0.665	0.264	13
46		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	+	±	L4	0.673	0.268	13
48		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	-	±	L4	0.673	0.271	14
13		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	+		L4	0.676	0.272	14
31		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	-0.3X'	-		L4	0.676	0.277	14
47		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	-		L4	0.676	0.278	14
32		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	-0.3X'	-	±	L4	0.687	0.292	15
9		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	+		L4	0.705	0.306	15
27		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	+0.3X'	-		L4	0.705	0.313	16
45		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	-0.3X'	+		L4	0.705	0.313	16
15		<input type="checkbox"/>	A	+Y'	-0.3X'	-		L4	0.713	0.322	16
28		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	+0.3X'	-	±	L4	0.724	0.329	16
8		<input type="checkbox"/>	A	+X'	-0.3Y'	-	±	L4	0.731	0.338	17
26		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	+0.3X'	+	±	L4	0.775	0.406	20
29		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	-0.3X'	+		L4	0.775	0.400	20
25		<input type="checkbox"/>	A	-Y'	+0.3X'	+		L4	0.778	0.417	21
42		<input type="checkbox"/>	E	+Y'	+0.3X'	+	±	L4	0.785	0.424	21

1	⊗	□	A	+X'	+0.3Y'	+		L4	0.804	0.462	23
41	⊗	□	E	+Y'	+0.3X'	+		L4	0.847	0.541	27
2	⊗	□	A	+X'	+0.3Y'	+	±	L4	0.858	0.562	28
5	⊗	□	A	+X'	-0.3Y'	+		L4	0.858	0.572	29
6	⊗	□	A	+X'	-0.3Y'	+	±	L4	0.858	0.572	29
30	⊗	□	A	-Y'	-0.3X'	+	±	L4	0.858	0.572	29
36	⊗	□	E	+X'	+0.3Y'	-	±	L4	0.865	0.590	30
35	⊗	□	E	+X'	+0.3Y'	-		L4	0.884	0.626	31
62	⊗	□	E	-Y'	-0.3X'	+	±	L4	0.884	0.625	31
34	⊗	□	E	+X'	+0.3Y'	+	±	L4	0.887	0.633	32
58	⊗	□	E	-Y'	+0.3X'	+	±	L4	0.887	0.633	32
38	⊗	□	E	+X'	-0.3Y'	+	±	L4	0.895	0.650	33
37	⊗	□	E	+X'	-0.3Y'	+		L4	0.905	0.687	34
33	⊗	□	E	+X'	+0.3Y'	+		L4	0.913	0.701	35
57	⊗	□	E	-Y'	+0.3X'	+		L4	0.913	0.701	35
64	⊗	□	E	-Y'	-0.3X'	-	±	L4	0.913	0.712	36
39	⊗	□	E	+X'	-0.3Y'	-		L4	0.920	0.715	36
61	⊗	□	E	-Y'	-0.3X'	+		L4	0.924	0.728	36
63	⊗	□	E	-Y'	-0.3X'	-		L4	0.924	0.742	37
7	⊗	□	A	+X'	-0.3Y'	-		L4	0.938	0.785	39
3	⊗	□	A	+X'	+0.3Y'	-		L4	0.945	0.801	40
4	⊗	□	A	+X'	+0.3Y'	-	±	L4	0.945	0.801	40
60	⊗	□	E	-Y'	+0.3X'	-	±	L4	0.956	0.844	42
59	⊗	□	E	-Y'	+0.3X'	-		L4	0.960	0.861	43
40	⊗	□	E	+X'	-0.3Y'	-	±	L4	0.985	0.959	48

Dalla analisi pushover si possono ottenere i seguenti risultati.

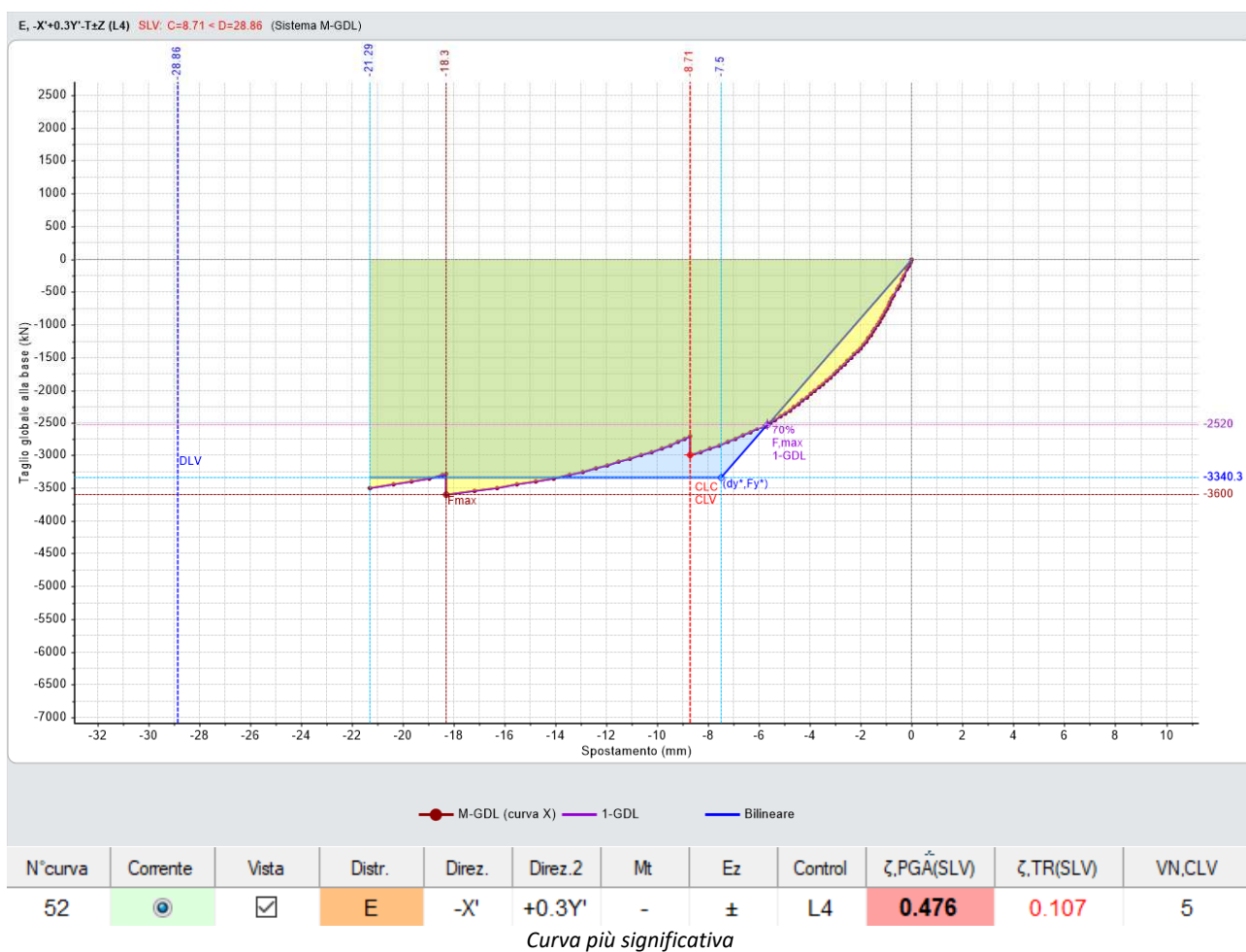
SLV:  $\zeta_E = 0,476$  – TR = 76 anni

La capacità della struttura nello **stato di fatto** risulta essere pertanto pari al 47,6% secondo l'indicatore minimo calcolato in corrispondenza degli SLV.

Nel seguito si riporta la curva di capacità maggiormente significativa ossia quella corrispondente al livello minimo.

In accompagnamento alla curva si mostra lo stato delle verifiche di sicurezza in corrispondenza del termine della stessa.

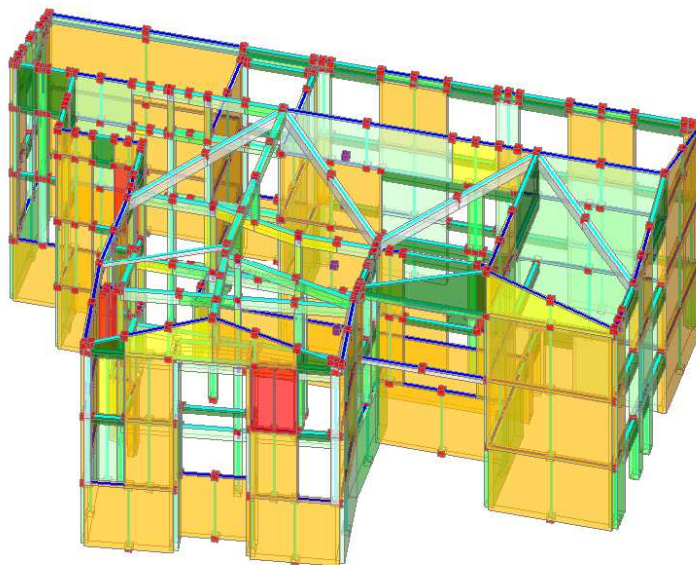
Curva  $E - X' + 0.3Y' - T \pm E_z$  (limite capacità SLV)



Tutti i maschi murari del paramento Y8 al piano 3 sono collassati sotto azioni complanari.

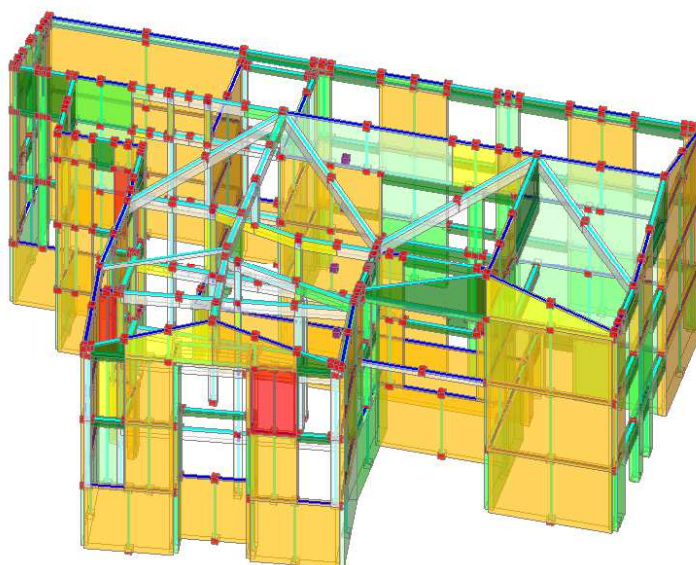
Nel seguito si riportano le verifiche di sicurezza in corrispondenza dello step finale coincidente con il termine della curva di capacità.

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



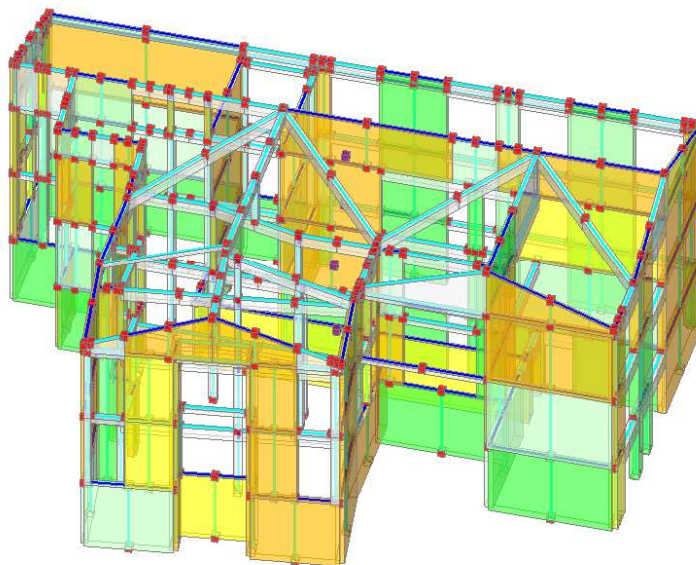
*Pressoflessione complanare*

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



*Taglio*

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



*Pressoflessione ortogonale 3D*

## Edificio Esistente in muratura – STATO DI FATTO - Intervento di Miglioramento sismico<sup>(1)</sup>

### Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

### Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico $\zeta_E$ in termini di PGA

Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	
<b>SLD</b>	
<b>SLV</b>	<b>0.476</b>



### 1.16.2 – Stato di progetto

**Dalle verifiche effettuate in fase di PROGETTAZIONE si riportano le seguenti risultanze:**

#### RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE

Allo Stato Limite Ultimo la struttura risulta interamente verificata.

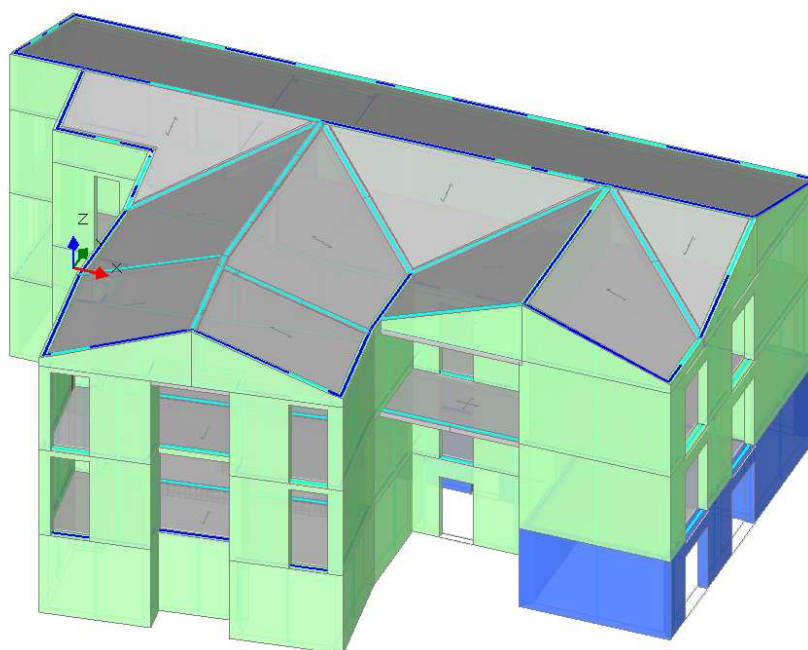
#### ANALISI SISMICA: RISULTATI GRAFICI DELLE ANALISI PUSHOVER

- la capacità della struttura allo SLV è pari a circa il 76,0% della domanda di azione sismica prevista dalle NTC 2018 per una nuova ed analoga costruzione.

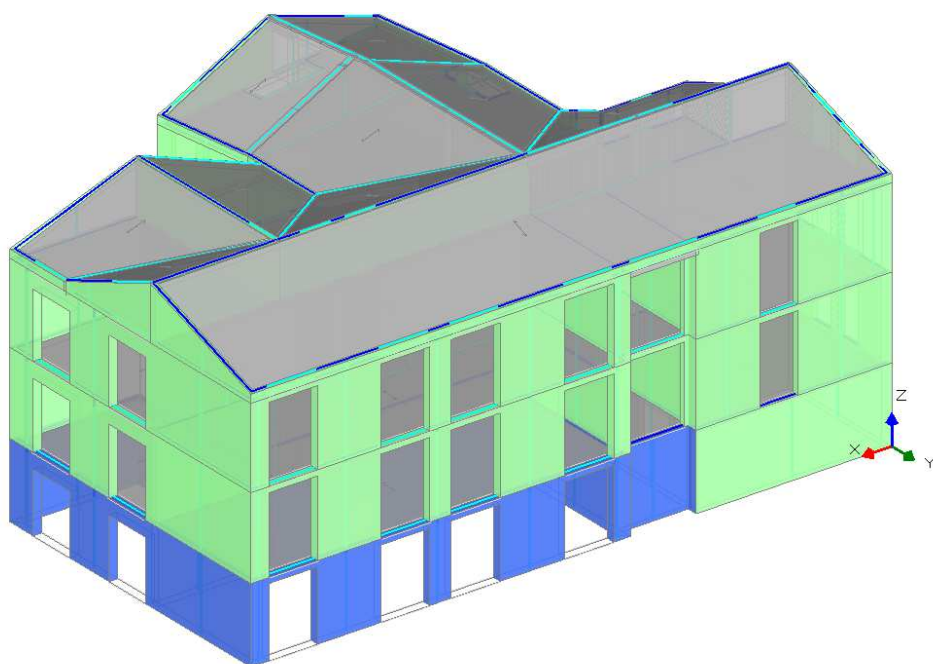
#### ANALISI CINEMATICA

### 1.16.2.1 – Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche

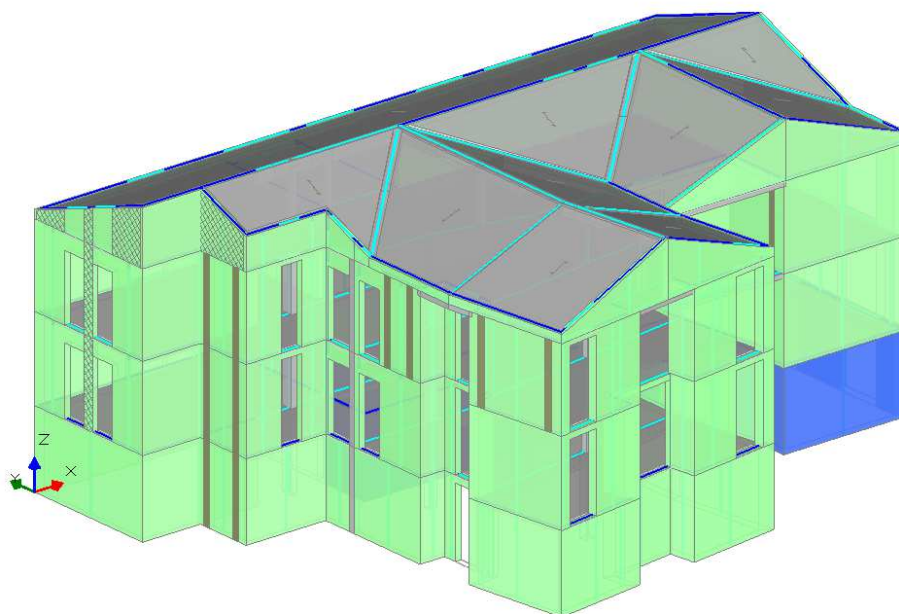
Nel seguito si riportano le raffigurazioni riguardanti il modello di calcolo.



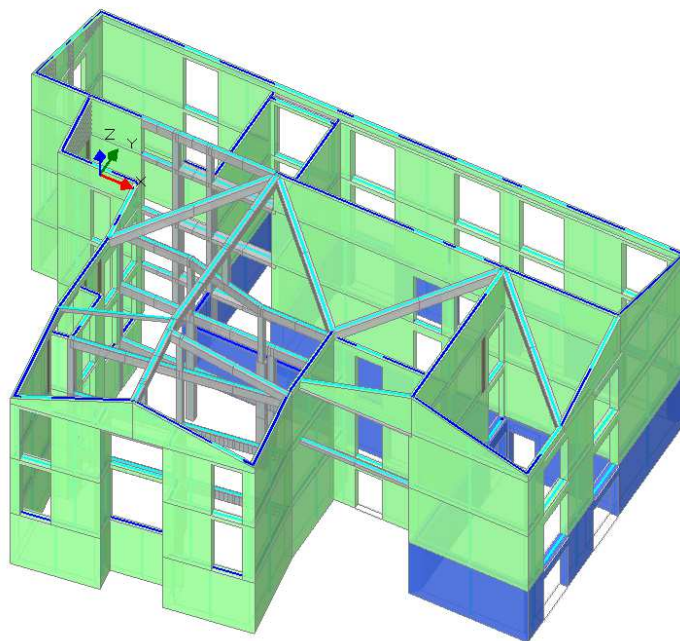
*Vista modello strutturale solido con solai*



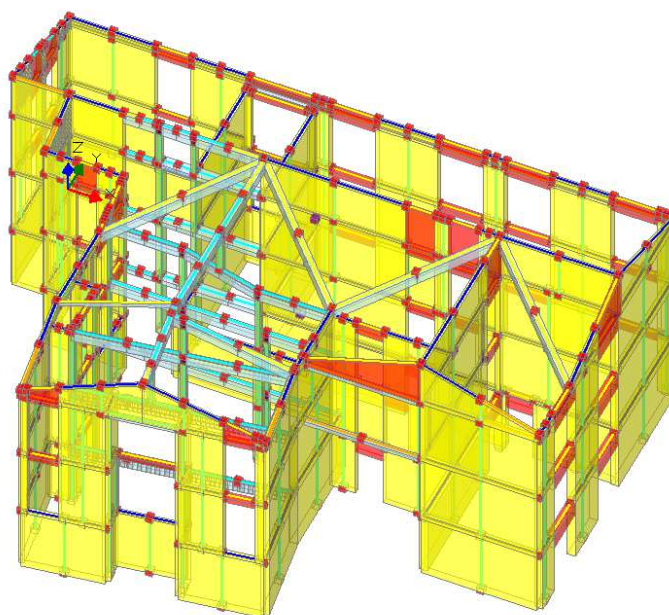
*Vista modello strutturale solido con solai*



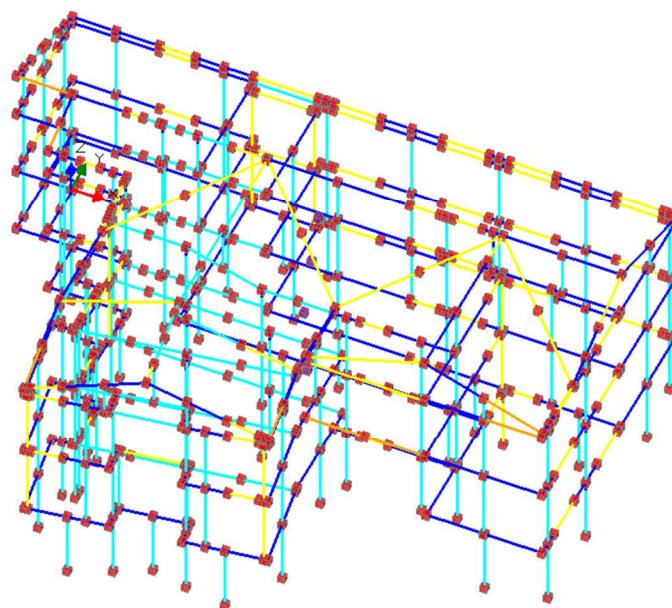
*Vista modello strutturale solido con solai*



*Vista modello strutturale solido senza solai*



*Vista modello strutturale "solido"*

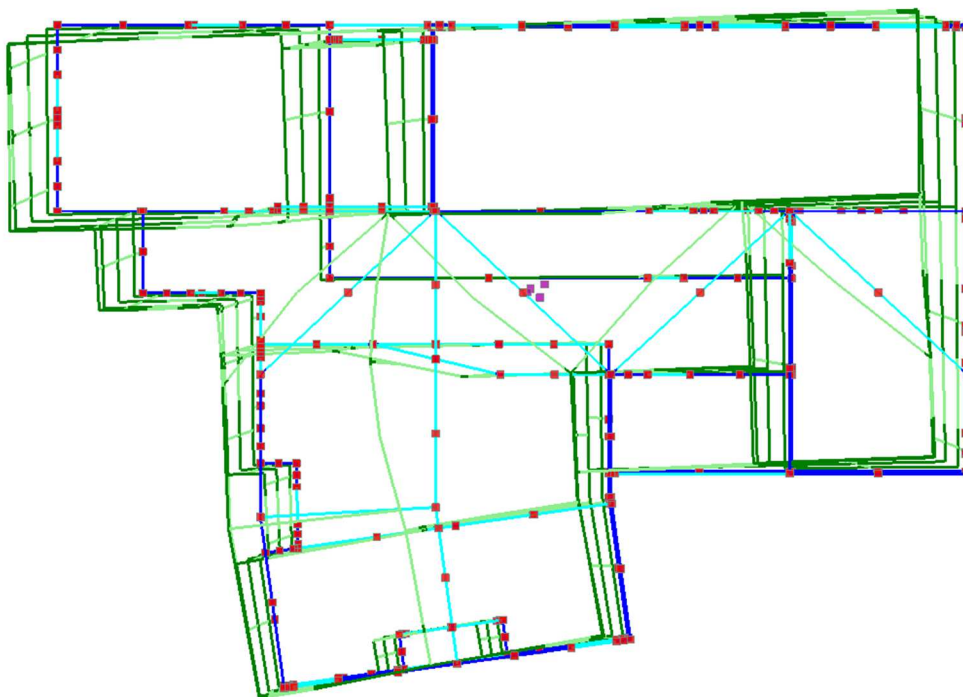


*Vista modello strutturale "a filo"*

#### 1.16.2.2 – Analisi modale

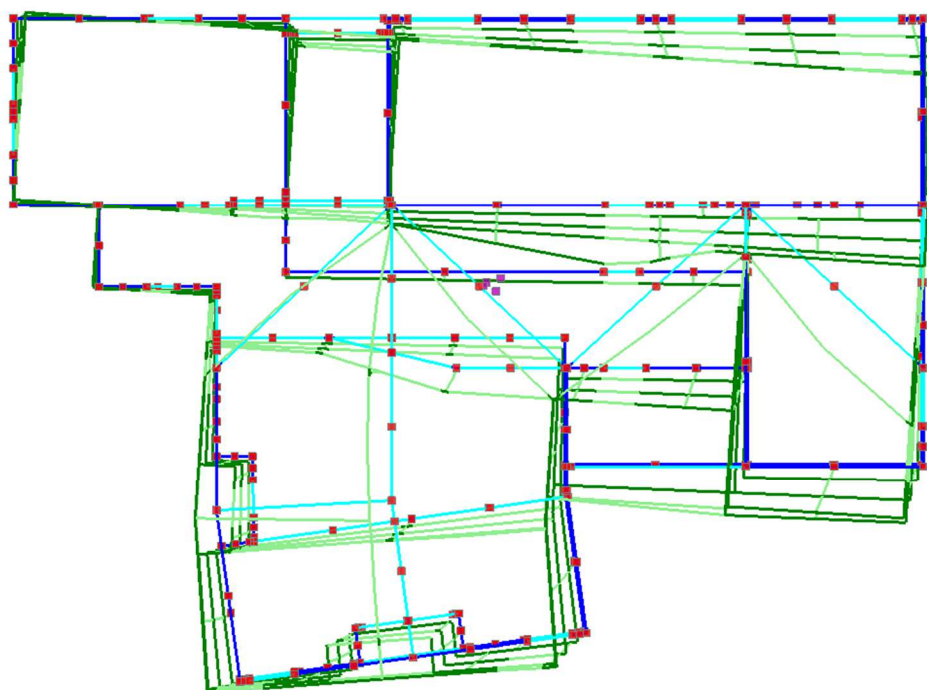
Lo studio sismico della struttura prosegue sviluppando una analisi modale della stessa e successiva analisi sismica con metodo pushover.

Di seguito si mostrano le risultanze dell'analisi modale con l'individuazione dei periodi di vibrare principali.



Modo 1/50 –  $T_x = 0,262\text{ s}$  –  $M^*x = 69,1\%$  – Tot: 69,1%





*Modo 2/50 –  $T_y = 0,251\text{ s}$  –  $M^*y = 50,9\%$  – Tot: 50,9%*

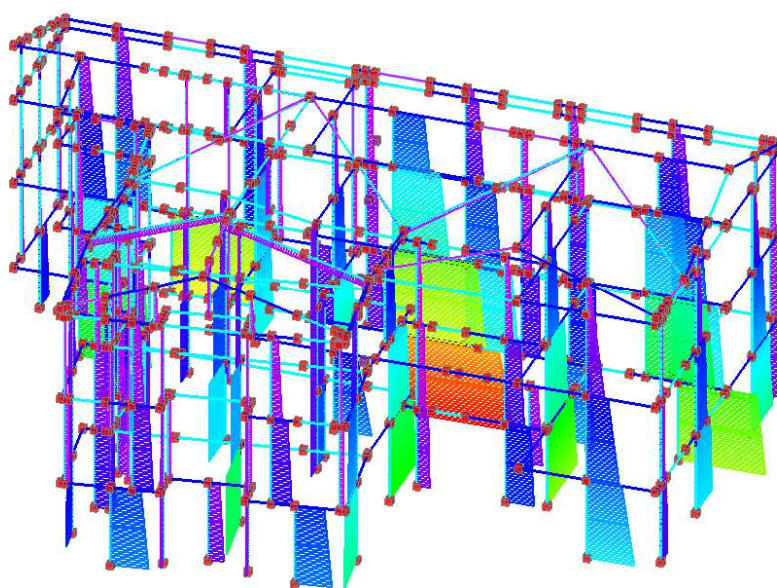
### 1.16.2.3 – Analisi statica non sismica

Di seguito si riportano le valutazioni riguardanti l'analisi statica non sismica e le relative verifiche di sicurezza.

#### Rappresentazione delle sollecitazioni maggiormente significative in ambito statico

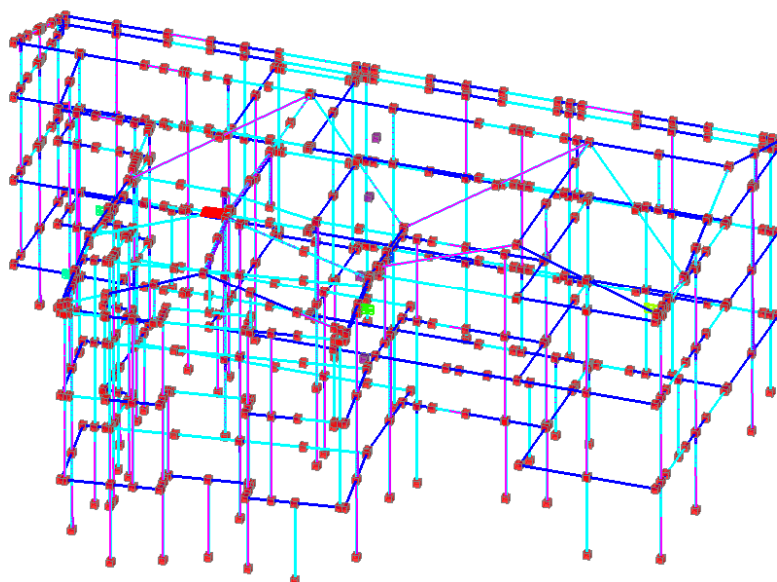
**Sforzo normale N**  
kN (Valore assoluto)

0.00 - 149.50
149.50 - 299.01
299.01 - 448.51
448.51 - 598.01
598.01 - 747.52
747.52 - 897.02
897.02 - 1046.52
1046.52 - 1196.02
1196.02 - 1345.53
1345.53 - 1495.03



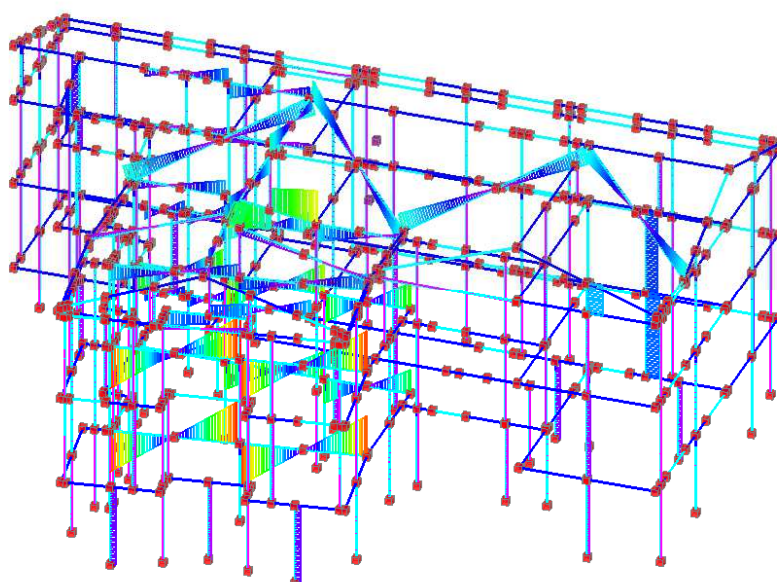
*Sforzo normale*

**Taglio Ty**  
kN (Valore assoluto)  
0.00 - 7.62  
7.62 - 15.24  
15.24 - 22.85  
22.85 - 30.47  
30.47 - 38.09  
38.09 - 45.71  
45.71 - 53.33  
53.33 - 60.94  
60.94 - 68.56  
68.56 - 76.18



Taglio Ty

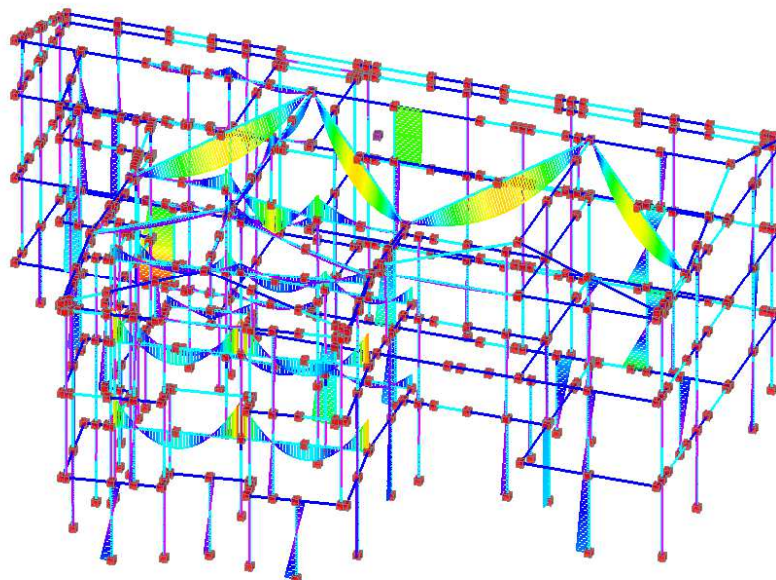
**Taglio Tz**  
kN (Valore assoluto)  
0.00 - 14.54  
14.54 - 29.08  
29.08 - 43.62  
43.62 - 58.16  
58.16 - 72.70  
72.70 - 87.23  
87.23 - 101.77  
101.77 - 116.31  
116.31 - 130.85  
130.85 - 145.39



Taglio Tz

**Momento My**  
kNm (Valore assoluto)

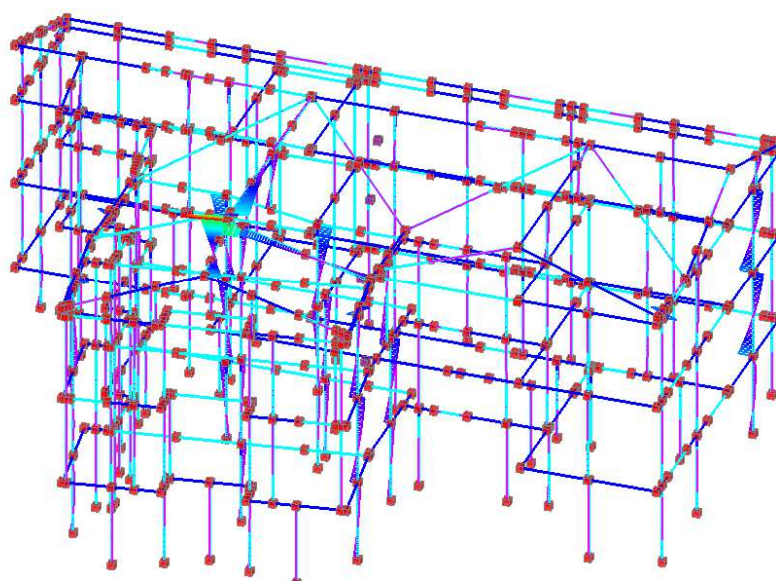
- 0.00 - 12.70
- 12.70 - 25.40
- 25.40 - 38.10
- 38.10 - 50.80
- 50.80 - 63.50
- 63.50 - 76.19
- 76.19 - 88.89
- 88.89 - 101.59
- 101.59 - 114.29
- 114.29 - 126.99



*Momento My (nel piano)*

**Momento Mz**  
kNm (Valore assoluto)

- 0.00 - 3.49
- 3.49 - 6.99
- 6.99 - 10.48
- 10.48 - 13.98
- 13.98 - 17.47
- 17.47 - 20.96
- 20.96 - 24.46
- 24.46 - 27.95
- 27.95 - 31.45
- 31.45 - 34.94



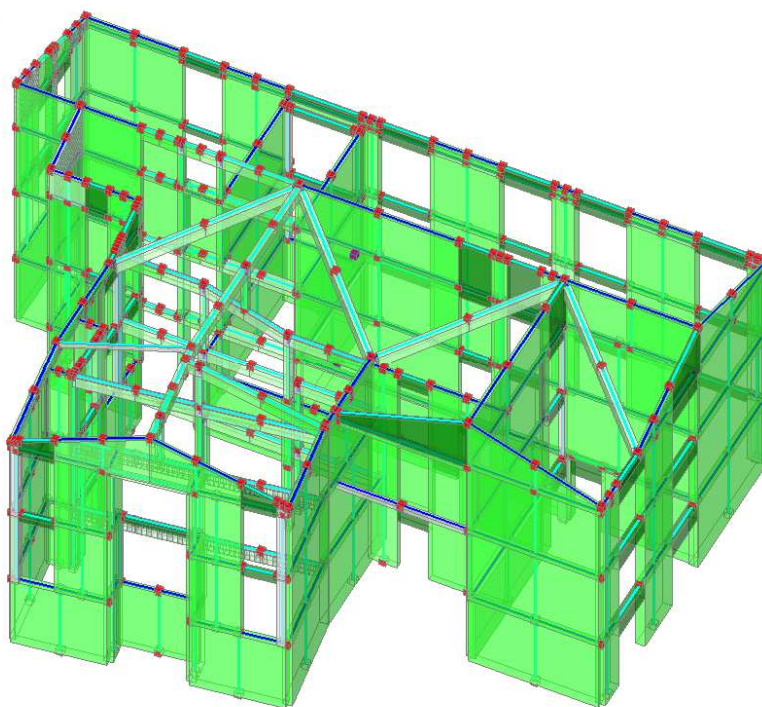
*Momento Mz (fuori piano)*



## Verifiche statiche

Di seguito si riportano le verifiche statiche con gradiente di colore. La colorazione verde indica verifiche soddisfatte mentre la colorazione in rosso indica verifiche non soddisfatte; l'intensità di colore rappresenta il grado di verifica (o non verifica).

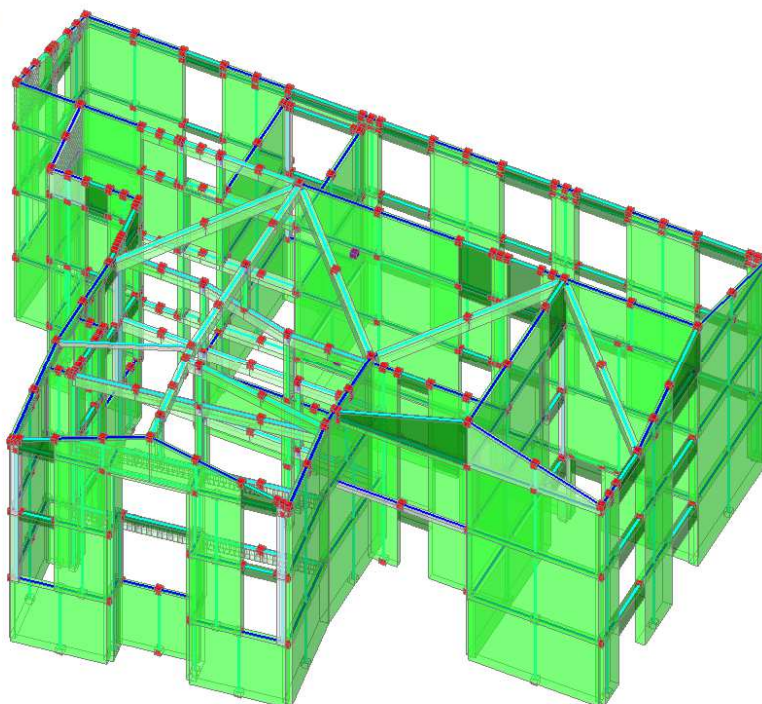
- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



*Pressoflessione complanare*

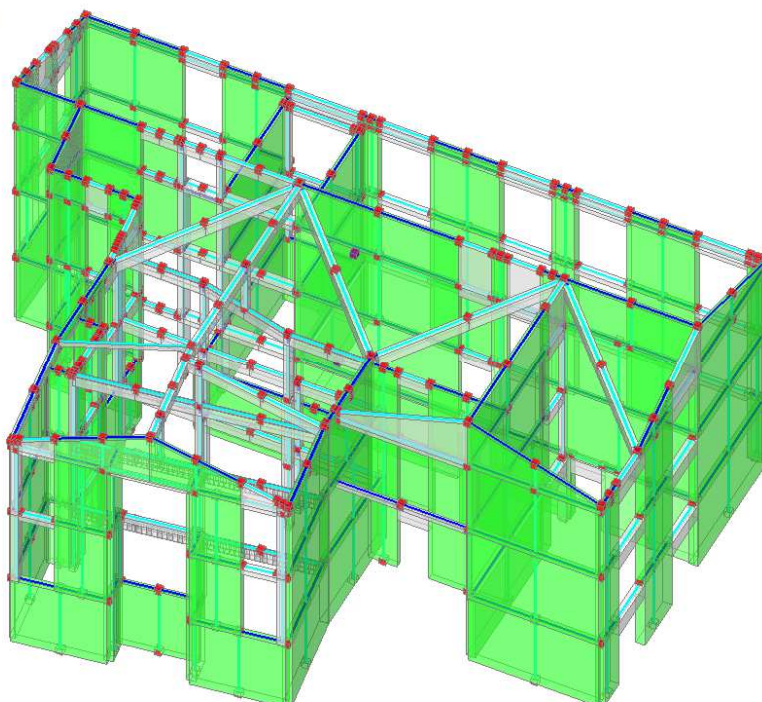


- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



*Taglio*

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



*Pressoflessione ortogonale 3D*

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)

**Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]**  
**Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura**

Inviluppo CCC


Verifica di Resistenza della Struttura (STR)

Pressofless. complanare [§4.5.6]	<b>1.015</b>	<b>100%</b>
Taglio sconnimento [§4.5.6]	<b>1.008</b>	<b>100%</b>
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	<b>1.632</b>	<b>100%</b>
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	<b>1.392</b>	<b>100%</b>
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]		

Verifica di Resistenza del Terreno (GEO)

Capacità portante del terreno e  
Sconnimento sul piano di posa [§6.4.2.1]

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azioni in input:  
verde: soddisfatte per tutti gli elementi  
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi

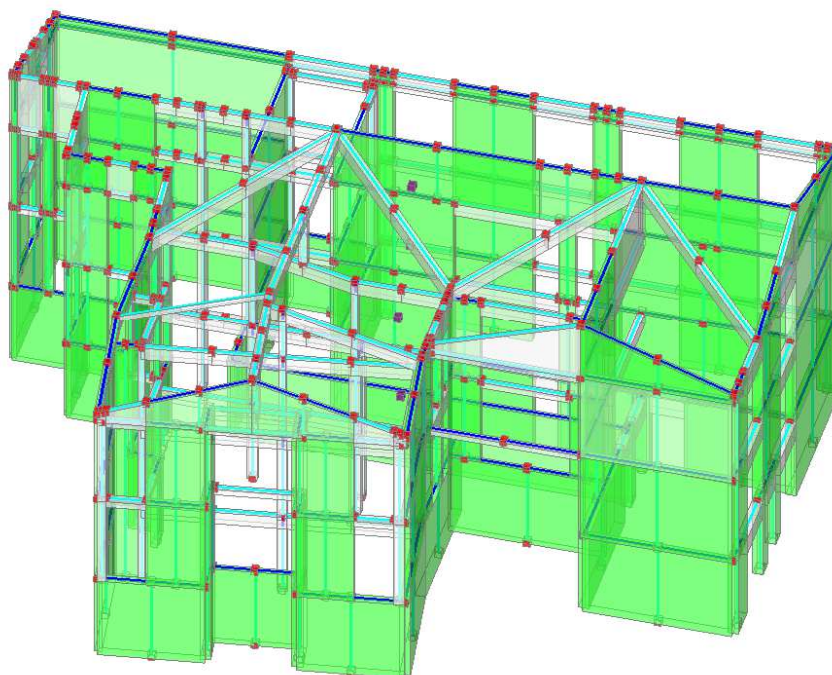
 Chiudi

*Indicatori*

#### 1.16.2.4 – Analisi dinamica modale (verifiche fuori piano)

Le verifiche fuori dal piano, con analisi dinamica modale (Par. 7.8.1.5.3 delle NTC), possono essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto 7.8.1.5.2 delle NTC per l'analisi statica lineare.

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Analisi Sismica, Dinamica Modale (D.M.17.1.2018)- Miglioramento					
<b>Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]</b> <b>Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura</b>			<b>Confronto fra Capacità e Domanda - Indicatori di rischio</b> <b>Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.600</b>		
<b>SLU di salvaguardia della Vita (SLV)</b> <b>Verifica di Resistenza (RES)</b>			VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.262 g - TR,DLV = 712 anni - P,VR, DLV = 10 % Indicatori di rischio (zeta,E),SLV		
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]			Verifica di Resistenza fuori piano		
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	1.200	100%	} ⇒	0.331	1626
				4.507	1.204
					2.284
					114

La capacità della struttura risulta pari ad oltre il 100% con verifiche completamente soddisfatte.

#### 1.16.2.5 – Analisi pushover

La struttura, modellata con il telaio equivalente, viene sottoposta all'analisi sismica incrementale (analisi pushover).

L'analisi statica non lineare in oggetto viene eseguita con le seguenti distribuzioni di forze:

Gruppo 1 (distribuzioni principali)

(A) (Lineare) Forze proporzionali alle forze statiche

Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

Sono state applicate tutte le direzioni ed i versi di analisi (+X, -X, +Y, -Y) considerando le combinazioni direzionali, i momenti torcenti aggiuntivi ed il sisma verticale.

Le procedure di svolgimento delle analisi pushover e le conseguenti verifiche effettuate con programma di calcolo sono state esposte in precedenza.

Diverse analisi pushover, con diversi punti di controllo, sono state condotte in fase preliminare per valutare le condizioni maggiormente gravose. Nello specifico sono state effettuate analisi di spinta considerando il nodo di controllo nel baricentro dei diversi piani ed in corrispondenza dei nodi di spigolo del fabbricato. In tutti i casi la situazione maggiormente gravosa coincide con l'assunzione del nodo di controllo in corrispondenza del baricentro del secondo livello e pertanto tale condizione viene mantenuta per il compimento delle verifiche e per la valutazione della capacità della struttura.

Nel seguito si riporta il tabulato riassuntivo dell'analisi pushover per le diverse distribuzioni e le diverse direzioni e versi di analisi.



N° curva	Comente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt.	Ez	Control	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN,CLV
31			A	-Y'	-0.3X'	-		L4	0.760	0.375	19
32			A	-Y'	-0.3X'	-	±	L4	0.800	0.452	23
12			A	+Y'	+0.3X'	-	±	L4	0.811	0.468	23
15			A	+Y'	-0.3X'	-		L4	0.825	0.500	25
16			A	+Y'	-0.3X'	-	±	L4	0.825	0.493	25
17			A	-X'	+0.3Y'	+		L4	0.847	0.551	28
11			A	+Y'	+0.3X'	-		L4	0.858	0.562	28
21			A	-X'	-0.3Y'	+		L4	0.858	0.572	29
24			A	-X'	-0.3Y'	-	±	L4	0.862	0.579	29
27			A	-Y'	+0.3X'	-		L4	0.862	0.583	29
22			A	-X'	-0.3Y'	+	±	L4	0.873	0.594	30
19			A	-X'	+0.3Y'	-		L4	0.876	0.615	31
20			A	-X'	+0.3Y'	-	±	L4	0.876	0.607	30
23			A	-X'	-0.3Y'	-		L4	0.876	0.604	30
56			E	-X'	-0.3Y'	-	±	L4	0.895	0.657	33
18			A	-X'	+0.3Y'	+	±	L4	0.905	0.687	34
50			E	-X'	+0.3Y'	+	±	L4	0.905	0.685	34
54			E	-X'	-0.3Y'	+	±	L4	0.909	0.691	35
49			E	-X'	+0.3Y'	+		L4	0.924	0.728	36
52			E	-X'	+0.3Y'	-	±	L4	0.924	0.742	37
44			E	+Y'	+0.3X'	-	±	L4	0.935	0.758	38
53			E	-X'	-0.3Y'	+		L4	0.935	0.771	39
51			E	-X'	+0.3Y'	-		L4	0.938	0.781	39
55			E	-X'	-0.3Y'	-		L4	0.938	0.785	39
13			A	+Y'	-0.3X'	+		L4	0.945	0.801	40
1			A	+X'	+0.3Y'	+		L4	0.964	0.861	43
28			A	-Y'	+0.3X'	-	±	L4	0.964	0.876	44
48			E	+Y'	-0.3X'	-	±	L4	0.985	0.942	47
47			E	+Y'	-0.3X'	-		L4	1.004	1.028	51
64			E	-Y'	-0.3X'	-	±	L4	1.015	1.055	53
26			A	-Y'	+0.3X'	+	±	L4	1.018	1.076	54
2			A	+X'	+0.3Y'	+	±	L4	1.022	1.100	55
29			A	-Y'	-0.3X'	+		L4	1.022	1.081	54
43			E	+Y'	+0.3X'	-		L4	1.022	1.081	54
25			A	-Y'	+0.3X'	+		L4	1.040	1.176	59
30			A	-Y'	-0.3X'	+	±	L4	1.040	1.176	59
4			A	+X'	+0.3Y'	-	±	L4	1.047	1.204	60
6			A	+X'	-0.3Y'	+	±	L4	1.047	1.197	60
9			A	+Y'	+0.3X'	+		L4	1.047	1.215	61
14			A	+Y'	-0.3X'	+	±	L4	1.047	1.215	61
42			E	+Y'	+0.3X'	+	±	L4	1.047	1.204	60
58			E	-Y'	+0.3X'	+	±	L4	1.051	1.221	61
3			A	+X'	+0.3Y'	-		L4	1.069	1.316	66
61			E	-Y'	-0.3X'	+		L4	1.069	1.316	66
8			A	+X'	-0.3Y'	-	±	L4	1.076	1.355	68
36			E	+X'	+0.3Y'	-	±	L4	1.087	1.402	70
62			E	-Y'	-0.3X'	+	±	L4	1.091	1.406	70
57			E	-Y'	+0.3X'	+		L4	1.095	1.430	72
5			A	+X'	-0.3Y'	+		L4	1.102	1.506	75
7			A	+X'	-0.3Y'	-		L4	1.120	1.604	80
33			E	+X'	+0.3Y'	+		L4	1.120	1.587	79
63			E	-Y'	-0.3X'	-		L4	1.135	1.709	85
34			E	+X'	+0.3Y'	+	±	L4	1.138	1.749	87
40			E	+X'	-0.3Y'	-	±	L4	1.138	1.733	87
10			A	+Y'	+0.3X'	+	±	L4	1.145	1.778	89
39			E	+X'	-0.3Y'	-		L4	1.153	1.867	93
45			E	+Y'	-0.3X'	+		L4	1.153	1.867	93
37			E	+X'	-0.3Y'	+		L4	1.164	1.896	95
35			E	+X'	+0.3Y'	-		L4	1.171	1.989	99
41			E	+Y'	+0.3X'	+		L4	1.175	2.020	101
60			E	-Y'	+0.3X'	-	±	L4	1.175	2.004	100
46			E	+Y'	-0.3X'	+	±	L4	1.182	2.052	103
38			E	+X'	-0.3Y'	+	±	L4	1.189	2.149	107
59			E	-Y'	+0.3X'	-		L4	1.244	2.649	132



Dalla analisi pushover si possono ottenere i seguenti risultati.

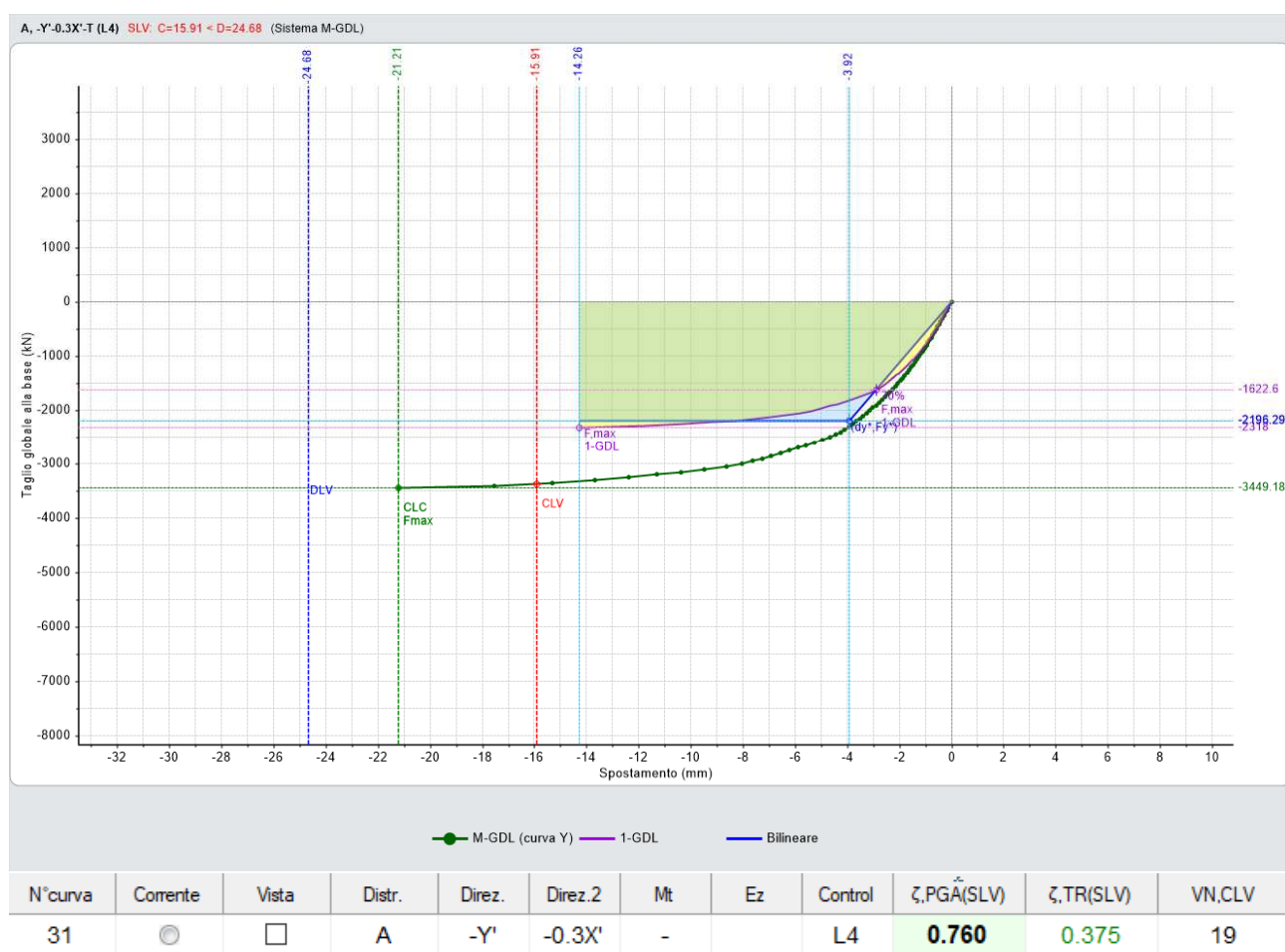
SLV:  $\zeta_E = 0,760$  – TR = 267 anni

La capacità della struttura nello **stato di progetto** risulta essere pertanto pari al 76,0% secondo l'indicatore minimo calcolato in corrispondenza degli SLV.

Nel seguito si riporta la curva di capacità maggiormente significativa ossia quella corrispondente al livello minimo.

In accompagnamento alla curva si mostra lo stato delle verifiche di sicurezza in corrispondenza del termine della stessa.

Curva A -Y'+0.3X' -T (limite capacità SLV)

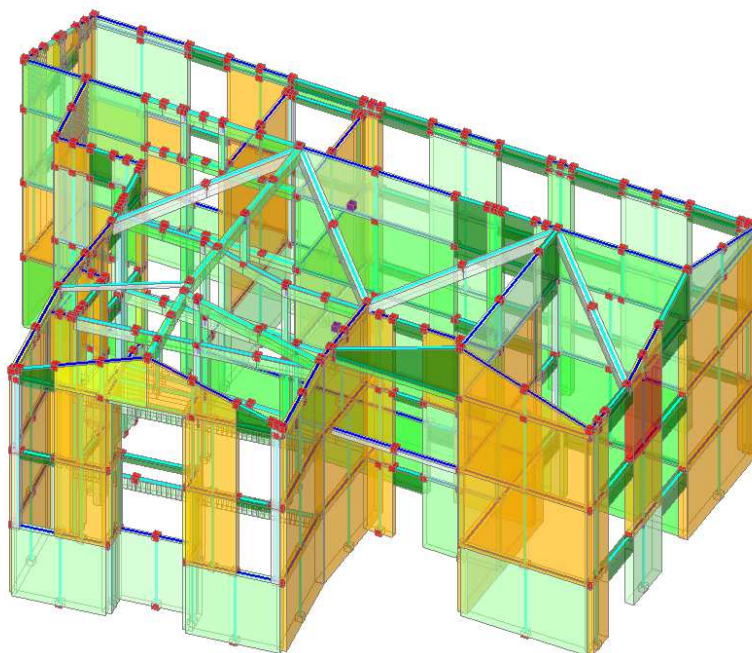


Curva più significativa

Tutti i maschi murari del paramento Y9 al piano 1 sono collassati sotto azioni complanari

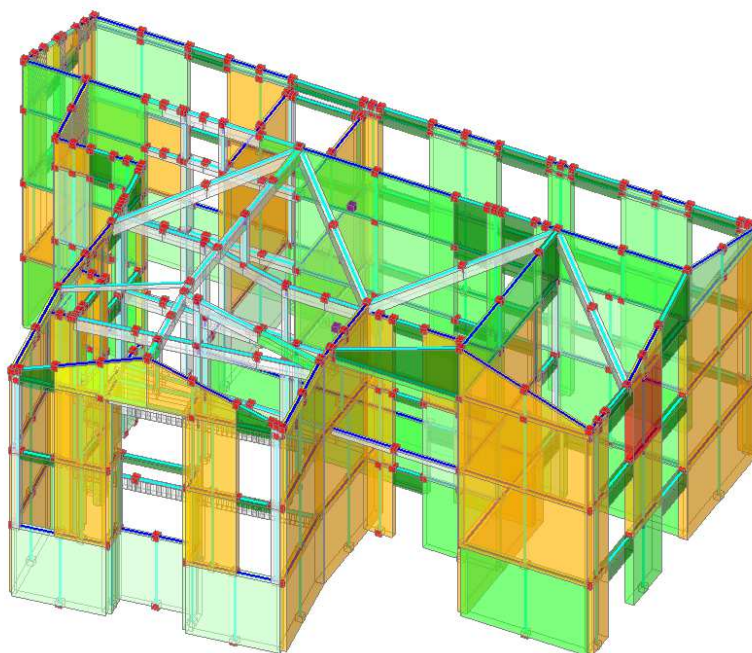
Nel seguito si riportano le verifiche di sicurezza in corrispondenza dello step finale coincidente con il termine della curva di capacità.

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



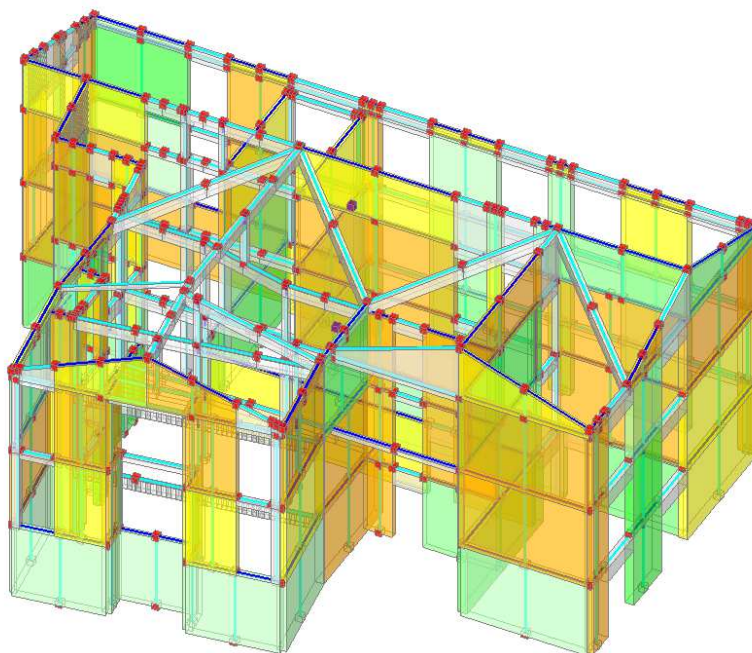
*Pressoflessione complanare*

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



*Taglio*

■ Asta in fase elastica  
■ Asta parzialmente plasticizzata  
■ Asta plasticizzata  
■ Asta collassata  
■ Asta in trazione/compressione eccessiva  
■ Asta in instabilità  
■ Asta non sottoposta a verifica



Pressoflessione ortogonale 3D

#### 1.16.2.6 – Analisi cinematica

##### 1. ANALISI CINEMATICA LINEARE

###### Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50  
Classe d'uso: III  
Coefficiente d'uso CU = 1.5  
Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 75

Pericolosità':

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 10.124225  
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.602369

Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno TR di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	$a_g$ (*g)	$F_o$	$T_C^*$ (sec)
30	0.055	2.466	0.240
50	0.069	2.464	0.260
72	0.080	2.478	0.260
101	0.092	2.470	0.270
140	0.104	2.473	0.270
201	0.118	2.488	0.280
475	0.160	2.516	0.286
975	0.201	2.532	0.296
2475	0.262	2.567	0.311

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

$a_g(TR) = K * TR^\alpha$ , dove:

$K = 0.013052620$ ,  $\alpha = 0.423682890$

$a_{max}(g)$   $F_o$   $T_C(sec)$  per i periodi di ritorno secondo Analisi della Risposta Sismica Locale

TR (anni)	Componente orizzontale			Componente verticale		
	$a_{max}$ (*g)	$F_o$	$T_C$ (sec)	$a_{max}$ (*g)	$F_v$	$T_C$ (sec)
712	0.275	2.559	0.574			

**Stati Limite:**

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO 81  
SLE: SLD 63  
SLU: SLV 10  
SLU: SLC 5

ag(g) Fo Tc\*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	45	0.066	2.464	0.256	1.500	0.140	0.421	1.864	0.855
SLD	75	0.081	2.477	0.261	1.500	0.142	0.427	1.924	0.952
SLV	712	0.182	2.525	0.292	1.424	0.153	0.460	2.328	1.454
SLC	1462	0.226	2.547	0.302	1.355	0.157	0.471	2.504	1.635

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

a,max Fo TB TC TD per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Analisi della Risposta Sismica Locale

Stato limite	TR (anni)	Componente orizzontale					Componente verticale				
		a,max (*g)	Fo	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	a,max (*g)	Fv	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)
SLO	45	0.105	2.497	0.175	0.525	2.020					
SLD	75	0.129	2.510	0.178	0.533	2.116					
SLV	712	0.275	2.559	0.191	0.574	2.700					
SLC	1462	0.325	2.581	0.196	0.588	2.900					

**Suolo:**

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analoga ad: ag\*S, dove: S=SS\*ST)

**Componenti:**

Spettro di risposta (componente orizzontale):

SLE: Smorzamento viscoso ( $\xi$ ) (%) = 5

$\eta = [10/(5+\xi)] = 1$

SLU: Fattore di Comportamento q per Analisi Cinematica = 2.0

**2. 1) Cinematismo 1**

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

**Dati generali**

V (m³)	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	$\gamma$	FC	SLD
3.739	12.640	10.330	0.335	1.333	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

$\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

**Asse di rotazione**

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm²)	(m)
6.954	-20.572	10.330	17.799	-19.061	10.330	0.000	0.000	74.51	0.000	10.950

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

**Carichi**

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi_2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	10.355	-19.972	11.116	0.00	0.00	-26.78	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	9.680	-19.940	11.416	0.00	0.00	-2.35	0.00	0.00	-0.98	0.00
3	peso proprio	14.365	-19.413	11.116	0.00	0.00	-26.79	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	15.004	-19.198	11.416	0.00	0.00	-1.90	0.00	0.00	-0.79	0.00
5	peso proprio	17.600	-18.494	10.512	0.00	0.00	-1.26	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	17.461	-18.447	10.477	0.00	0.00	-7.26	0.00	0.00	-3.01	0.00
7	peso proprio	6.991	-19.974	10.510	0.00	0.00	-1.25	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	7.111	-19.892	10.477	0.00	0.00	-6.92	0.00	0.00	-2.88	0.00

n. = numero consecutivo del carico  
tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico  
X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ  
GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ  
 $\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$   
(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,  
mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-26.78	3.69	-26.52	26.78	0.108	-0.779	0.124	-3.329	21.054	3.329
2	0.00	0.00	-2.35	0.32	-2.33	2.35	0.150	-1.075	0.249	-0.586	2.553	0.586
3	0.00	0.00	-26.79	3.70	-26.53	26.79	0.108	-0.779	0.124	-3.329	21.057	3.329
4	0.00	0.00	-1.90	0.26	-1.88	1.90	0.150	-1.075	0.249	-0.474	2.064	0.474
5	0.00	0.00	-1.26	0.17	-1.25	1.26	0.025	-0.180	0.589	-0.742	0.229	0.742
6	0.00	0.00	-7.26	1.00	-7.19	7.26	0.020	-0.146	0.654	-4.747	1.067	4.747
7	0.00	0.00	-1.25	0.17	-1.24	1.25	0.025	-0.179	0.586	-0.735	0.226	0.735
8	0.00	0.00	-6.92	0.95	-6.86	6.92	0.020	-0.146	0.652	-4.513	1.018	4.513

n. = numero consecutivo del carico  
PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ  
EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico  
EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico  
 $\delta X,\delta Y,\delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)  
L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[P_i*\delta_i]$   
L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EX_i*\delta X_i + EY_i*\delta Y_i]$   
L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZ_i*\delta Z_i]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.349	6428	0.846	0.343

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso  
M\* = massa partecipante  
e\* = frazione di massa partecipante  
a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 0.760$

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.138	0.383	0.383	0.258	559	39	0.938	0.785

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido  
a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile  
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta,E,SLV,PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta,E,SLV,TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV



#### 01. Cinematismo 1

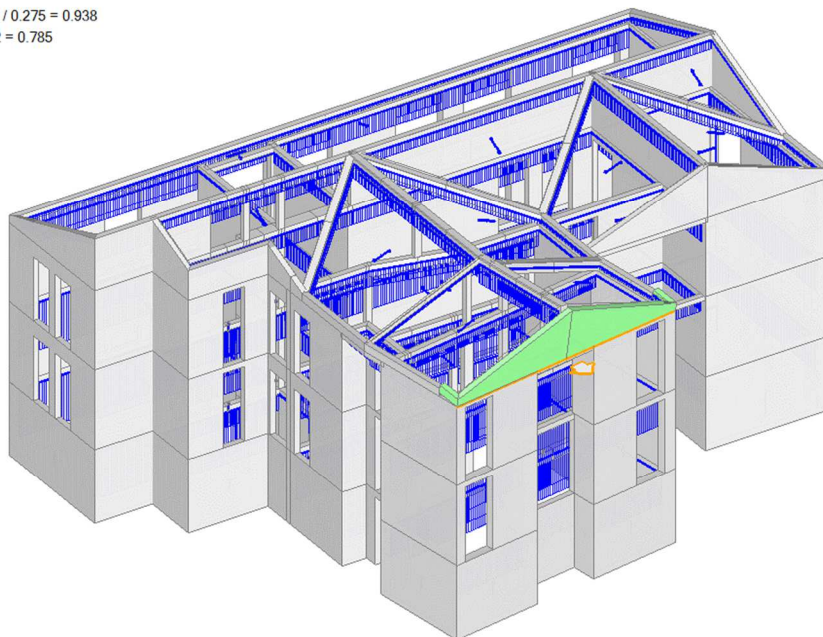
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.349$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.258 / 0.275 = 0.938$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 559 / 712 = 0.785$



#### 3. 2) Cinematismo 2

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

##### Dati generali

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m³)	(m)	(m)	(sec)			
4.153	12.640	10.330	0.335	1.333	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

$\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

##### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm²)	(m)
17.180	-13.990	10.330	28.090	-13.990	10.330	0.000	0.000	0.00	0.000	10.910

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

##### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi_2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	24.580	-13.865	11.116	0.00	0.00	-27.25	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	25.242	-13.740	11.438	0.00	0.00	-2.52	0.00	0.00	-1.05	0.00
3	peso proprio	20.500	-13.864	11.116	0.00	0.00	-26.73	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	19.788	-13.740	11.442	0.00	0.00	-2.53	0.00	0.00	-1.05	0.00
5	peso proprio	22.521	-13.225	11.870	0.00	0.00	-8.31	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da solaio	22.395	-12.940	12.406	0.00	0.00	-10.13	0.00	0.00	-4.21	0.00
7	da solaio	22.645	-12.943	12.399	0.00	0.00	-10.06	0.00	0.00	-4.18	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2 Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)			Spostam. virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-27.25	0.00	-27.25	27.25	0.000	-0.786	0.125	-3.404	21.427	3.404
2	0.00	0.00	-2.52	0.00	-2.52	2.52	0.000	-1.108	0.249	-0.628	2.790	0.628
3	0.00	0.00	-26.73	0.00	-26.73	26.73	0.000	-0.786	0.126	-3.365	21.019	3.365
4	0.00	0.00	-2.53	0.00	-2.53	2.53	0.000	-1.112	0.249	-0.631	2.811	0.631
5	0.00	0.00	-8.31	0.00	-8.31	8.31	0.000	-1.540	0.764	-6.353	12.807	6.353
6	0.00	0.00	-10.13	0.00	-10.13	10.13	0.000	-2.077	1.049	-10.631	21.045	10.631
7	0.00	0.00	-10.06	0.00	-10.06	10.06	0.000	-2.069	1.046	-10.519	20.810	10.519

n. = numero consecutivo del carico

PX, PY, PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2 Q$  nel sistema XYZ

EX, EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$L1 = \sum(n) [P_i \delta_i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum(n) [EX_i \delta X_i + EY_i \delta Y_i]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum(n) [EZ_i \delta Z_i]$

#### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
(g)	(kgm)		(g)
0.324	7363	0.825	0.327

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

#### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.760$

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.138	0.383	0.383	0.245	463	33	0.891	0.650

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

#### 02. Cinematismo 2

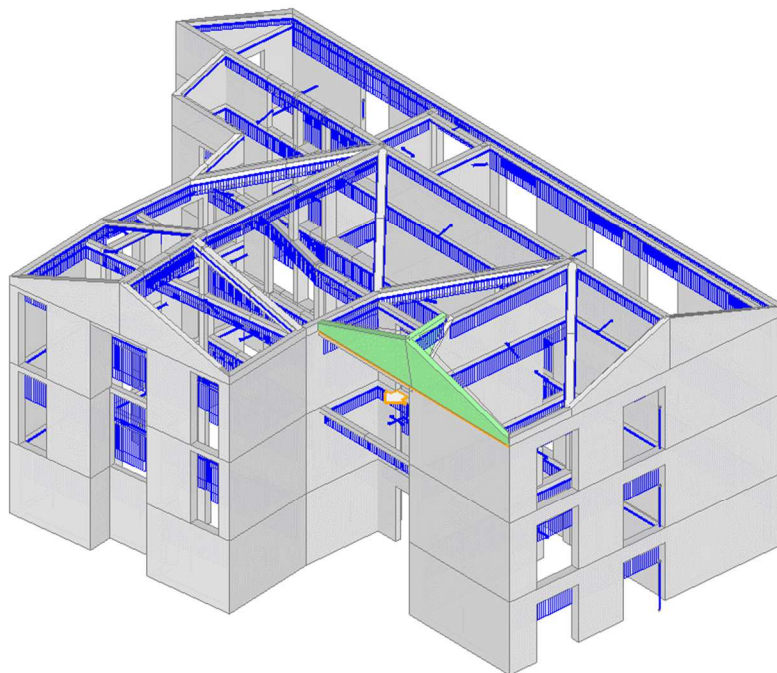
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.324$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.245 / 0.275 = 0.891$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 463 / 712 = 0.650$



#### 4. 3) Cinematismo 3

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

##### Dati generali

V (m <sup>3</sup> )	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
4.067	12.640	10.330	0.335	1.333	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo  
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione  
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura  
T1 = primo periodo di vibrazione  
γ = Coefficiente di partecipazione modale  
FC = fattore di confidenza  
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

##### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
28.090	-10.845	10.330	28.090	0.000	10.330	0.000

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione  
X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

##### Carichi

n.	tipologia	Punto di	applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ		
1	peso proprio	27.966	-7.730	11.116	0.00	0.00	-25.08	0.00	0.00	0.00	0.30	
2	da solaio	27.840	-8.243	11.515	0.00	0.00	-1.07	0.00	0.00	-0.44	0.00	
3	peso proprio	27.967	-3.674	11.116	0.00	0.00	-28.59	0.00	0.00	0.00	0.30	
4	da solaio	27.840	-2.980	11.434	0.00	0.00	-13.97	0.00	0.00	-5.84	0.00	
5	peso proprio	27.401	-5.834	11.870	0.00	0.00	-7.32	0.00	0.00	0.00	0.30	
6	da solaio	27.149	-5.710	12.389	0.00	0.00	-13.30	0.00	0.00	-5.56	0.00	
7	da solaio	27.134	-5.960	12.429	0.00	0.00	-5.77	0.00	0.00	-2.37	0.00	

n. = numero consecutivo del carico  
tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico  
X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ  
GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ  
ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

##### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale G+ψ2*Q (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-25.08	25.08	0.00	25.08	0.786	0.000	0.123	-3.094	19.720	3.094
2	0.00	0.00	-1.07	1.07	0.00	1.07	1.185	0.000	0.249	-0.266	1.266	0.266
3	0.00	0.00	-28.59	28.59	0.00	28.59	0.786	0.000	0.122	-3.501	22.480	3.501
4	0.00	0.00	-13.97	13.97	0.00	13.97	1.104	0.000	0.249	-3.484	15.414	3.484
5	0.00	0.00	-7.32	7.32	0.00	7.32	1.540	0.000	0.688	-5.039	11.283	5.039
6	0.00	0.00	-13.30	13.30	0.00	13.30	2.060	0.000	0.940	-12.501	27.384	12.501
7	0.00	0.00	-5.77	5.77	0.00	5.77	2.099	0.000	0.955	-5.508	12.112	5.508

n. = numero consecutivo del carico  
PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ  
EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico  
EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico  
δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)  
L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[\pi*\delta i]$   
L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$   
L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

##### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.287	8126	0.838	0.286

α0 = moltiplicatore di collasso  
M\* = massa partecipante  
e\* = frazione di massa partecipante  
a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di ζ,E = 0.760

##### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.138	0.383	0.383	0.214	297	21	0.778	0.417

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido  
a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile  
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

### 03. Cinematismo 3

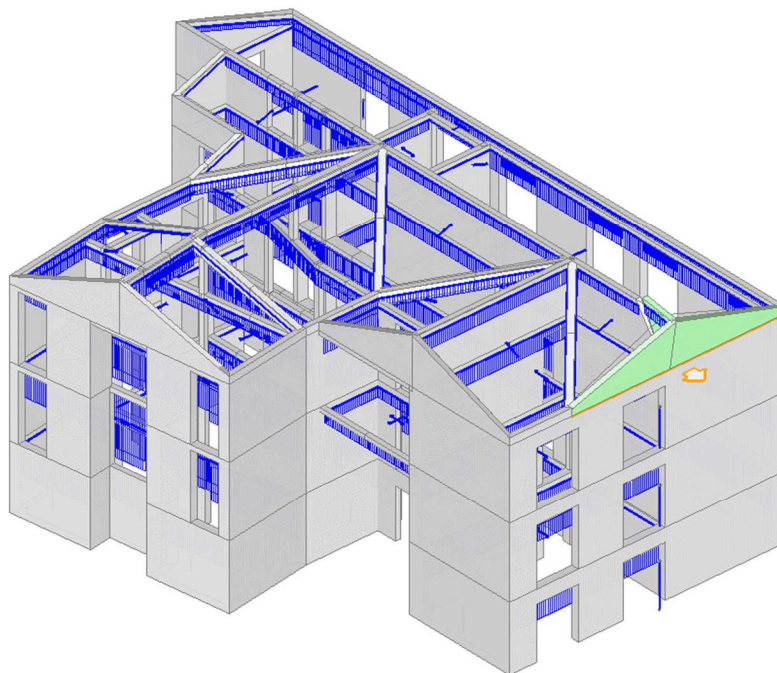
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.287$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.214 / 0.275 = 0.778$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 297 / 712 = 0.417$



### 5. 4) Cinematismo 4

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

#### Dati generali

V	H	Z	T1	$\gamma$	FC	SLD
(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(sec)			
2.443	12.640	10.330	0.335	1.333	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

$\gamma$  = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

#### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
0.000	0.000	10.330	0.000	-5.960	10.330	0.000	0.000	0.00	0.000	5.960

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

#### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			$\psi_2$
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.124	-3.675	11.116	0.00	0.00	-28.57	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	0.250	-2.980	11.434	0.00	0.00	-13.97	0.00	0.00	-5.84	0.00
3	peso proprio	0.783	-5.839	11.914	0.00	0.00	-8.07	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	1.063	-5.710	12.389	0.00	0.00	-15.65	0.00	0.00	-6.54	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

$\psi_2$  = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di  $\psi_2$

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

#### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	$\delta X$	$\delta Y$	$\delta Z$	L1	L2	L3

1	0.00	0.00	-28.57	-28.57	0.00	28.57	-0.786	0.000	0.124	-3.544	22.464	3.544
2	0.00	0.00	-13.97	-13.97	0.00	13.97	-1.104	0.000	0.249	-3.484	15.414	3.484
3	0.00	0.00	-8.07	-8.07	0.00	8.07	-1.585	0.000	0.782	-6.309	12.788	6.309
4	0.00	0.00	-15.65	-15.65	0.00	15.65	-2.060	0.000	1.062	-16.624	32.227	16.624

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2 Q$  nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X, \delta Y, \delta Z$  = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ  
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:

$$L1 = \sum (n) [P_i \delta i]$$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2 = \sum (n) [EX_i \delta X_i + EY_i \delta Y_i]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3 = \sum (n) [EZ_i \delta Z_i]$

**Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo**

$\alpha_0$	M*	e*	a0*
(kgm)	(g)		
0.337	5776	0.855	0.329

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

M\* = massa partecipante

e\* = frazione di massa partecipante

a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

**Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di  $\zeta, E = 0.760$**

**SLV: Verifiche di sicurezza**

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.138	0.383	0.383	0.249	480	34	0.905	0.674

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

#### 04. Cinematismo 4

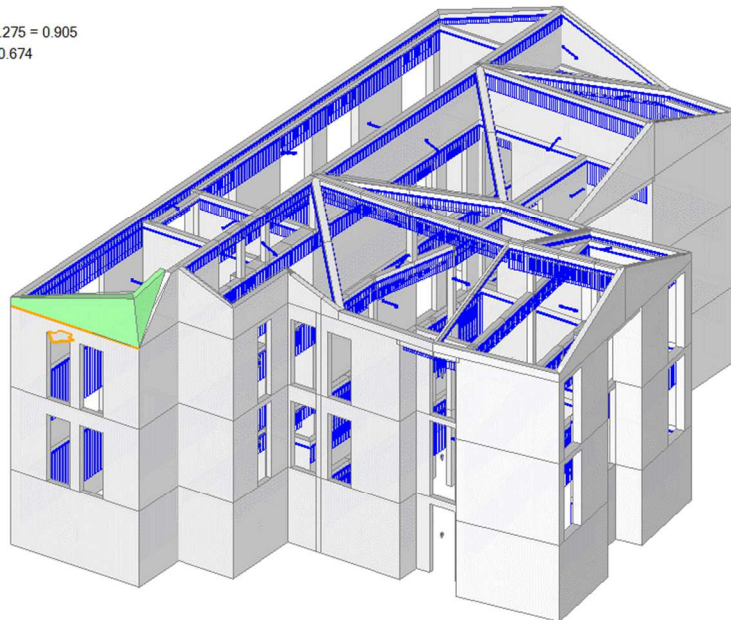
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.337$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.249 / 0.275 = 0.905$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 480 / 712 = 0.674$$





## 6. 5) Cinematismo 5

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

### Dati generali

V (m <sup>3</sup> )	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
1.481	12.640	10.330	0.335	1.333	1.200	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo  
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione  
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura  
T1 = primo periodo di vibrazione  
γ = Coefficiente di partecipazione modale  
FC = fattore di confidenza  
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

### Asse di rotazione

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X   Y   Z	X   Y   Z	(m)		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(m)
2.610   -5.960   10.330	2.610   -8.480   10.330	0.000	0.000	0.00	0.00	2.520

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione  
X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

### Carichi

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)	Carico permanente G (kN)	Carico variabile Q (kN)	ψ2
		X   Y   Z	GX   GY   GZ	QX   QY   QZ	
1	peso proprio	2.734   -6.982   11.262	0.00   0.00   -17.19	0.00   0.00   0.00	0.30
2	da solaio	2.860   -7.095   11.975	0.00   0.00   -0.90	0.00   0.00   -0.37	0.00
3	peso proprio	3.272   -8.359   11.095	0.00   0.00   -5.03	0.00   0.00   0.00	0.30
4	da solaio	3.483   -8.230   11.521	0.00   0.00   -5.08	0.00   0.00   -2.09	0.00

n. = numero consecutivo del carico  
tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico  
X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ  
GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ  
ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2 (per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata:  $P=G+\psi_2*Q$ , con G e Q carichi totali del solaio)

### Forze, spostamenti, lavoro

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)	Forza inerziale(kN)	Spostam.virtuali (mm)	Lavoro virtuale (kN*mm)
	PX   PY   PZ	EX   EY   EZ	δX   δY   δZ	L1   L2   L3
1	0.00   0.00   -17.19	-17.19   0.00   17.19	-0.932   0.000   0.124	-2.126   16.015   2.126
2	0.00   0.00   -0.90	-0.90   0.00   0.90	-1.645   0.000   0.249	-0.226   1.489   0.226
3	0.00   0.00   -5.03	-5.03   0.00   5.03	-0.765   0.000   0.662	-3.326   3.844   3.326
4	0.00   0.00   -5.08	-5.08   0.00   5.08	-1.191   0.000   0.872	-4.426   6.045   4.426

n. = numero consecutivo del carico  
PX,PY,PZ = componenti del carico totale  $G+\psi_2*Q$  nel sistema XYZ  
EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico  
EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico  
δX,δY,δZ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)  
L1 = lavoro virtuale delle forze statiche:  $L1=\sum(n)[P_i*\delta_i]$   
L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali:  $L2=\sum(n)[EX_i*\delta_{Xi} + EY_i*\delta_{Yi}]$   
L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali:  $L3=\sum(n)[EZ_i*\delta_{Zi}]$

### Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo

α0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.344	2781	0.967	0.296

α0 = moltiplicatore di collasso  
M\* = massa partecipante  
e\* = frazione di massa partecipante  
a0\* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

### Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di ζ,E = 0.760

#### SLV: Verifiche di sicurezza

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.138	0.383	0.383	0.224	342	24	0.815	0.480

a1\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido  
a2\* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile  
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV  
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV  
PGA,CLV / PGA,DLV = ζ,E,SLV,PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV  
TR,CLV / TR,DLV = ζ,E,SLV,TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

**05. Cinematismo 5**

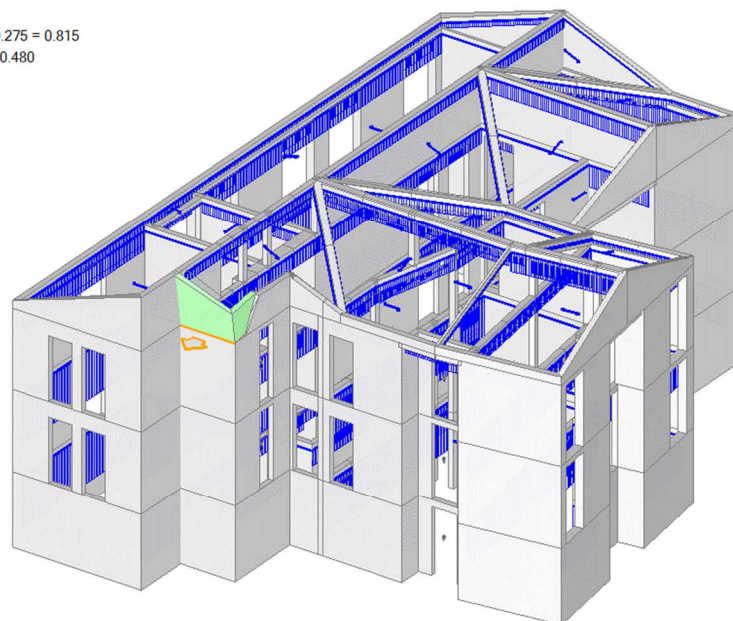
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.344$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.224 / 0.275 = 0.815$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 342 / 712 = 0.480$



**7. SINTESI RISULTATI ANALISI CINEMATICA LINEARE**

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	$\alpha_0$	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.349	1.016	1.040	0.938	0.785
2	0.324	0.977	0.920	0.891	0.650
3	0.287	0.838	0.653	0.778	0.417
4	0.337	0.977	0.947	0.905	0.674
5	0.344	0.892	0.733	0.815	0.480

n. = numero consecutivo del cinematismo

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se  $TR > 2475$  si pone  $TR = 2475$ .

Se  $TR < 30$ , con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC)

si adotta un'extrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ ,

effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR) = k \cdot TR^\alpha$ .

Per il sito in esame risulta:  $K = 0.013052620$ ,  $\alpha = 0.423682890$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD:  $(2475/TR, DLD) = 33.000$

SLV:  $(2475/TR, DLV) = 3.476$

### 1.16.3 – Riassunto dell'intervento di miglioramento

#### Edificio Esistente in muratura – STATO DI PROGETTO - Intervento di Miglioramento sismico<sup>(1)</sup>

##### Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per la verifica di sicurezza di un intervento di miglioramento (§8.4.2) si richiede come obiettivo che l'indicatore di rischio sismico allo Stato di Progetto  $\zeta_E$  sia  $\geq 0.600$  per gli edifici di classe III ad uso scolastico e di classe IV, mentre per tutti gli altri casi si richiede che l'incremento  $\Delta\zeta_E$  sia  $\geq 0.100$ .

Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si è scelto il seguente obiettivo d'intervento:

valore massimo di  $\zeta_E$  fra 0.760 e  $\zeta_E$  (Stato Attuale) = 0.480

Pertanto:  $\zeta_E \geq 0.760$

#### Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico $\zeta_E$ in termini di PGA

#### Verifica soddisfatta

#### Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	
<b>SLD</b>	
<b>SLV</b>	<b>0.760</b>

#### Livello di Miglioramento sismico

Stato Limite	$\zeta_E$ Stato Attuale	$\zeta_E$ Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
<b>SLO</b>			
<b>SLD</b>			
<b>SLV</b>	0.476	0.760	0.284

#### Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo:  $\zeta_E \geq 0.760$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): III

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
SLV: Resistenza fuori piano	<b>0.760</b>
SLV: Resistenza nel piano	<b>0.760</b>
SLO: Rigidezza (spostamenti)	
SLD: Resistenza nel piano	

SLD: Rigidezza (spostamenti)	
SLD: Resistenza fuori piano	
SLD: Capacità limite in fondazione	
SLV: Capacità limite in fondazione	
SLV: Cinematismo	
SLD: Cinematismo	

### Domanda

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	PGA <sub>D</sub> (g)	TR <sub>D</sub> (anni)
SLO	0.105	45
SLD	0.129	75
SLV	0.275	712

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento:  $q(\text{SLD}) = 1.500$ ,  $q(\text{SLV}) = 1.500$

Riferimenti per fattore di comportamento  $q$  (SLV):

- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input  $(\alpha, U/\alpha, 1) = 1.50$ :  $q = 1.969$
- secondo §7.3.1 [ $Se(\text{SLV}) \geq Se(\text{SLD})$ ]:  $q \geq 3.263$

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	PGA <sub>D</sub> (g)	TR <sub>D</sub> (anni)
SLO	0.105	45
SLD	0.129	75
SLV	0.275	712

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento:  $q(\text{SLD}) = 1.500$ ,  $q(\text{SLV}) = 1.500$

Riferimenti per fattore di comportamento  $q$  (SLV):

- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input  $(\alpha, U/\alpha, 1) = 1.50$ :  $q = 1.969$
- da analisi pushover:  $q = 3.281$
- secondo §7.3.1 [ $Se(\text{SLV}) \geq Se(\text{SLD})$ ]:  $q \geq 3.263$

### Verifiche di rigidezza (RIG)

Stato Attuale (prima dell'intervento)				
Stato Limite	PGA <sub>C</sub> (g)	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	TR <sub>C</sub> (anni)	$\zeta_E$ (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
SLO				
SLD				

Stato di Progetto (dopo l'intervento)
---------------------------------------

Stato Limite	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
SLO				
SLD				

### Verifiche di resistenza (RES)

Stato Attuale (prima dell'intervento)				
SLD	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello				
Resistenza fuori piano del pannello				
Capacita' limite in fondazione				
Cinematismo				

SLV	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.131	0.476	76	0.107
Resistenza fuori piano del pannello	0.131	0.476	76	0.107
Capacita' limite in fondazione				
Cinematismo				

Stato di Progetto (dopo l'intervento)				
SLD	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello				
Resistenza fuori piano del pannello				
Capacita' limite in fondazione				
Cinematismo				

SLV	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.209	0.760	267	0.375
Resistenza fuori piano del pannello	0.209	0.760	267	0.375
Capacita' limite in fondazione				
Cinematismo				



**Indicatori di Rischio** (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro  $\zeta_E$  definito in termini di PGA.

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	$\zeta_E$ (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>		
<b>SLD</b>		
<b>SLV</b>	0.476	0.107

Il valore di PGA specificato in input è pari ad  $ag \cdot S$ , accelerazione al suolo.

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	$\zeta_E$ (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>		
<b>SLD</b>		
<b>SLV</b>	<b>0.760</b>	0.375

Il valore di PGA specificato in input è pari ad  $ag \cdot S$ , accelerazione al suolo.

**Livello di Miglioramento sismico:**  $\zeta_E$  (PGA<sub>C</sub>/PGA<sub>D</sub>)

I valori evidenziati si riferiscono alla variazione del parametro  $\zeta_E$  definito in termini di PGA (+ = incremento).

Stato Limite	$\zeta_E$ Stato Attuale	$\zeta_E$ Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
<b>SLO</b>			
<b>SLD</b>			
<b>SLV</b>	0.476	0.760	0.284

### Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

#### Stato Attuale (prima dell'intervento)

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): III

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3)  $C_U$ : 1.5

Vita Nominale  $V_N$  (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3)  $V_R = V_N \cdot C_U$ : ###1202

$PV_R$  per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$TR_{CLV} = 76$  anni

Dalla relazione:  $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$ , ponendo  $TR=TR_{CLV}$  e assumendo  $PV_R$  per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento  $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) \cdot \ln(1-PV_R)$ :

$V_{RC} = 8$  anni

$T_{INT} = 5.4$  anni

#### Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): III

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3)  $C_U$ : 1.5

Vita Nominale  $V_N$  (§2.4.1): 50 anni  
Vita di Riferimento (§2.4.3)  $V_R = V_N * C_U$ : 75 anni  
 $PV_R$  per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$TR_{CLV} = 267$  anni

Dalla relazione:  $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$ , ponendo  $TR = TR_{CLV}$  e assumendo  $PV_R$  per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento  $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$ :

$V_{RC} = 28.1$  anni

$T_{INT} = 18.8$  anni

(\*) **Controllo di miglioramento per i singoli comportamenti:** l'indicatore di rischio  $\zeta_E$ , per un determinato stato di riferimento (Attuale o di Progetto), consiste nel valore minimo degli indicatori calcolati per i singoli comportamenti (spostamenti e resistenze, nel piano, fuori piano, fondazioni, cinematismi).

Nelle tabelle dove sono evidenziati i valori dei singoli comportamenti allo Stato di Progetto, ognuno di questi viene contrassegnato da un simbolo (\*) qualora segni una diminuzione rispetto al corrispondente valore allo Stato Attuale. Ciò permette il controllo sul fatto che il miglioramento riguardi non solo il comportamento dell'edificio nel suo complesso come minimo risultato fra tutti i comportamenti esaminati, ma anche i singoli comportamenti stessi.

## Edifici in muratura e verifiche di sicurezza: descrizione della metodologia

Il D.M.17.1.2018 organizza le verifiche competenti ai vari Stati Limite in dipendenza dalla Classe d'Uso dell'edificio (Tab.7.3.III in §7.3.6), distinguendole in verifiche di rigidezza (RIG: consistono in verifiche di deformazione) e in verifiche di resistenza (RES, che coinvolgono i comportamenti dei pannelli murari nel piano e fuori piano e la capacità limite in fondazione).

Piu' precisamente:

### **SLO: Stato Limite di Operatività:**

**RIG:** verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3).

In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in §7.3.6.1.

In analisi statica non lineare la verifica per SLO è definita dal confronto fra capacità (definita dallo spostamento del punto di controllo pari a (2/3) di quello allo SLD) e domanda per SLO (determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV).

### **SLD: Stato Limite di Danno:**

a) **RIG:** verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso I e II (§7.3.6).

In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in §7.3.6.1.

In analisi statica non lineare la verifica per SLD è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo minore fra le seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente allo SLV;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione, e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo.

La domanda per SLD è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.

b) **RES:** verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3).

In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento  $q$  per SLD ( $q \leq 1.5$ , cfr. Tab.7.3.1 §7.3).

In analisi statica non lineare, la verifica per SLD coincide con quanto descritto per RIG.

### **SLV: Stato Limite di salvaguardia della Vita:**

**RES:** verifiche richieste per tutti gli edifici. Per gli edifici esistenti, include le verifiche dei cinematismi condotte in termini di resistenza (con fattore di comportamento  $q$  posto in genere pari a 2).

In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento  $q$ .

In analisi statica non lineare la verifica per SLV è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo pari a (3/4) di quello allo SLC. SLC è definito dallo spostamento minore fra le seguenti condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio alla base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite di deformazione angolare per SLC in tutti i maschi di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

La domanda per SLV è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.

### **Analisi sismiche eseguite e risultati per i vari comportamenti strutturali**

Per ogni modello analizzato come unica struttura globale o per ogni sottostruttura di un modello calcolato come assemblaggio di sottostrutture, la scheda di sintesi indica i tipi di analisi eseguite le cui verifiche confluiscono nei risultati degli indicatori di rischio, con distinzione fra Stato Attuale e Stato di Progetto.

Le possibili analisi ed i corrispondenti comportamenti strutturali sono i seguenti:

- **Analisi cinematica:** meccanismi di collasso (cinematismi)

- **Analisi statica non lineare (pushover):**

- a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio);
- b) se considerato in pushover: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello;
- c) se vi sono fondazioni nello schema statico e sono considerate in pushover: capacità limite delle fondazioni.

- **Analisi sismica lineare** (con priorità per la dinamica modale rispetto alla statica lineare):

- a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio), se non è eseguita la pushover;
- b) se la verifica è richiesta: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello (considerato anche se è eseguita la pushover) e/o per azioni equivalenti secondo §7.2.3 e §7.8.1.5.2;
- c) se vi sono fondazioni nello schema statico: capacità limite delle fondazioni, se non si considera in pushover.

Per garantire coerenza fra le verifiche eseguite in analisi lineare ed i risultati dell'analisi pushover, il fattore di comportamento  $q$  utilizzato in analisi lineare deve coincidere con  $q$  calcolato in pushover (rispettando comunque, nel caso del D.M.17.1.2018, secondo §7.3.1, il valore massimo di  $q$  tale che:  $S_{e,SLV} \geq S_{e,SLD}$ ).

### **Valutazione della sicurezza**

Per gli edifici esistenti, seguendo §8.3, è possibile che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possano essere eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi (SLV), salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV: per esse quali sono richieste le verifiche anche agli stati limite di esercizio SLE (SLO e SLD), per i quali potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

L'**indicatore di rischio**  $\zeta_E$ , consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio.

Il calcolo dell'indicatore di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni: a) capacità  $\geq$  domanda (in termini di spostamento); b)  $q^*$  (rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente)  $\leq 3.0$ , con riferimento a SLV (la relazione  $q^* \leq 4.0$  indicata in D.M. 17.1.2018 per SLC viene ricondotta a  $q^* \leq 3.0$  per SLV, dato il rapporto di (3/4) esistente fra le capacità per SLC e per SLV).

(EuroCodice 8, UNI EN 1998-3:2005, §C4.1.2).

Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV)  $\zeta_E$  può essere espresso sia in termini di PGA che di TR; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e TR, ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1.

Per quanto riguarda la **pericolosità sismica**, la verifica di sicurezza e l'elaborazione dell'indicatore di rischio vengono eseguite in modo analogo sia nel caso di approccio semplificato (con riferimento al reticolo sismico italiano, pubblicato nel D.M.14.1.2008), sia nel caso di approccio rigoroso secondo **analisi della Risposta Sismica Locale (da microzonazione)**.

La procedura subisce invece alcune modifiche in altri casi di **parametri di spettro non conformi** al reticolo sismico, secondo le seguenti modalità.

**(a)** Se la difformità riguarda **ag**, il legame diretto tra TR e ag espresso dal reticolo non è più valido. Per tutti gli stati limite, il calcolo dell'indicatore di rischio si esegue attraverso una procedura iterativa direttamente su ag; il risultato in termini di TR si calcola in seguito facendo riferimento all'espressione proposta dal D.M. 65 del 07.03.2017:  $TR_C = TR_D * (PGA_C/PGA_D)^\eta$

dove:  $\eta = 1/0.49$  per  $ag \geq 0.25g$ ;  $\eta = 1/0.43$  per  $0.25g \geq ag \geq 0.15g$ ;  $\eta = 1/0.356$  per  $0.15g \geq ag \geq 0.05g$ ;  $\eta = 1/0.34$  per  $0.05g \geq ag$  (ag = accelerazione massima su roccia, che viene assunta con riferimento a SLV).

Per gli altri parametri di spettro, il valore viene unificato, per tutti i periodi di ritorno.

**(b)** Se la difformità riguarda **non ag ma altri parametri di spettro** (ad es. il coefficiente di suolo  $S_S$ ): i valori di ogni parametro difforme sono impostati costanti per tutti i periodi di ritorno, e la procedura iterativa viene eseguita su TR, sostituendo il valore previsto dalla Normativa con quello difforme.

**(c)** In caso di **spettro personalizzato definito per punti**, non è possibile risalire ai singoli parametri di spettro, tuttavia il valore di ancoraggio (spettro per  $T=0$ ), pari ad  $(ag^*S)$ , consente una procedura iterativa basata sull'accelerazione mediante la quale è possibile definire, per ogni stato limite, il valore degli indicatori di rischio. La procedura assume per ipotesi che la forma spettrale sia proporzionale ad  $(ag^*S)$  e che la definizione per punti dello spettro riguardi entrambe le direzioni sismiche X' e Y' (in assenza di una delle due definizioni, questa viene assunta uguale all'altra) ed un eventuale spettro in direzione Z; durante la procedura iterativa, tutti gli spettri vengono 'scalati' con il medesimo fattore di proporzionalità.

**(d)** Se la Normativa di riferimento è l'**EuroCodice**, il calcolo si limita agli indicatori di rischio in termini di PGA, con procedura iterativa analoga al punto (a) senza tuttavia valutare risultati in termini di TR.

La verifica di sicurezza per i **nuovi edifici** richiede che  $\zeta_E$  sia  $\geq 1.000$ .

Il D.M.17.1.2018 introduce livelli di sicurezza specifici per gli **edifici esistenti**, ed a tal fine è possibile fare riferimento all'indicatore  **$\zeta_E$  espresso in termini di accelerazione al suolo PGA**, preferibilmente espresso considerando gli effetti di suolo:  **$ag^*S$**  (la scelta di definizione di PGA come accelerazione su roccia ag o contenente anche gli effetti di suolo:  $ag^*S$  è definita in input nel file di Aedes.PCM).

Per gli **interventi di Miglioramento** (§8.4.2)  $\zeta_E$  può essere minore di 1.0: per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV a seguito degli interventi di miglioramento deve essere:  $\zeta_E \geq 0.600$ ; per tutti gli altri edifici,  $\zeta_E$  deve essere incrementato di almeno 0.1:  $\Delta\zeta_E \geq 0.100$ .

Per gli **interventi di Adeguamento** (§8.4.3) in alcuni casi (c) e in §8.4.3) è sufficiente che  $\zeta_E$  sia  $\geq 0.800$ , mentre negli altri casi il livello di sicurezza uguaglia quello richiesto alle nuove costruzioni:  $\zeta_E \geq 1.000$ .

Per quanto riguarda l'**intervallo di calcolo dei periodi di ritorno**: il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone  $TR = 2475$  come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR) = k TR^\alpha$ . L'intervallo di calcolo di TR è quindi  $[1, 2475]$ ; ne consegue che la capacità in termini di PGA può assumere anche valori minori di quello corrispondente a  $TR = 30$  anni.

La **capacità della struttura in termini di Vita Nominale ( $V_{NC}$ )**, definita anche come **Tempo di intervento  $T_{INT}$** , si identifica con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile  $TR_{CLV}$ , mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento  $V_{RC} (= V_{NC} * C_U)$  la probabilità di superamento  $PV_R$  definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV.

Per una valutazione del valore ottenuto per  $V_{NC}$  relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011). Se risulta:  $TR_{CLV} \geq 2475$  anni, si potrà considerare un valore della vita nominale  $\geq$  del limite  $V_{NC}$  riportato nella scheda (corrispondente a  $TR = 2475$  anni:  $V_{NC} \geq 2475 * -\ln(1-PV_R) / C_U$ ).

### **Compilazione di schede tecniche per edifici strategici.**

Le Schede di sintesi della verifica sismica per gli edifici strategici ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico, predisposte dalle Regioni (Regione Emilia-Romagna, ed altre), richiedono risultati relativi ai diversi stati limite (SLO, SLD e SLV), e l'indicatore di rischio può essere espresso in termini sia di PGA che di  $T_R$ .

In ogni caso, dal quadro di sintesi di PCM (sopra riportato) è possibile trarre i valori richiesti per la compilazione, anche qualora questa faccia riferimento alla Normativa precedente (D.M. 14.1.2008).

*Informazioni sulla generazione di questa scheda:*

*data di creazione: 19/08/2022 , 15:15:26*

*Nome dei file di progetto di Aedes.PCM:*

*Stato Attuale (prima dell'intervento):*

*per Analisi globale: 220712\_Calestano\_R1\_4C*

*eventuale file distinto per Analisi cinematica: -*

*Stato di Progetto (dopo l'intervento):*

*per Analisi globale: 220816\_SdP\_Calestano\_R1\_4*

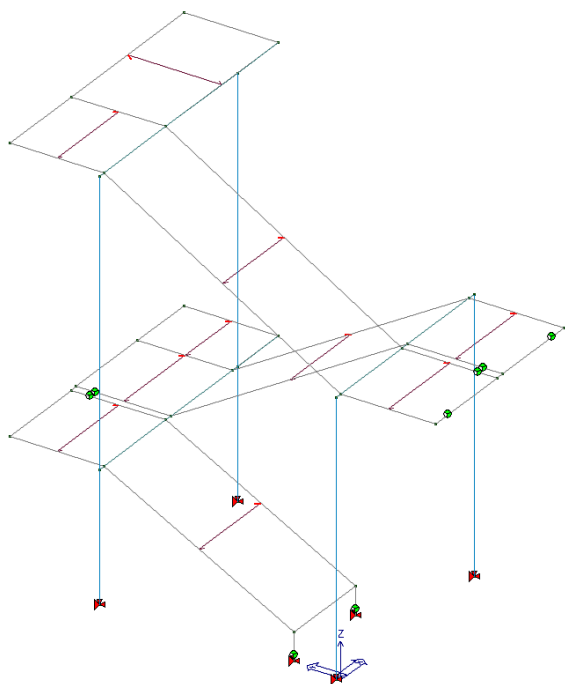
*eventuale file distinto per Analisi cinematica: 220816\_SdP\_Calestano\_R1\_4\_CINEM*



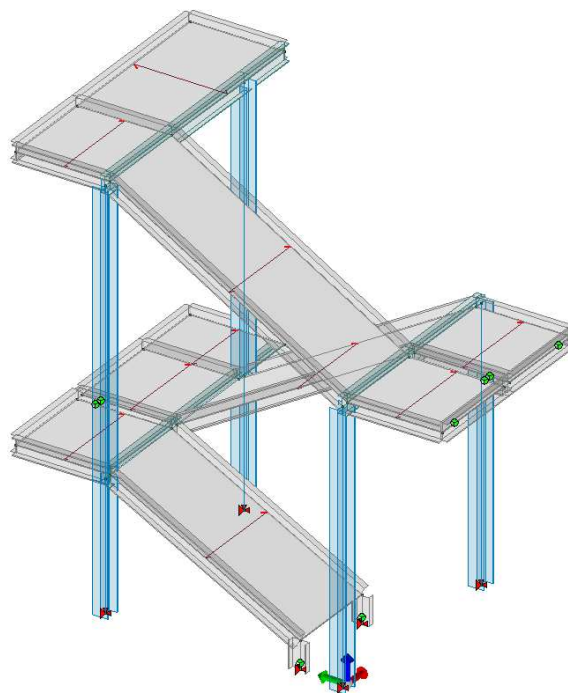
## 1.16.4 – Nuove realizzazioni

### 1.16.4.1 – Scala antincendio

#### MODELLO 1

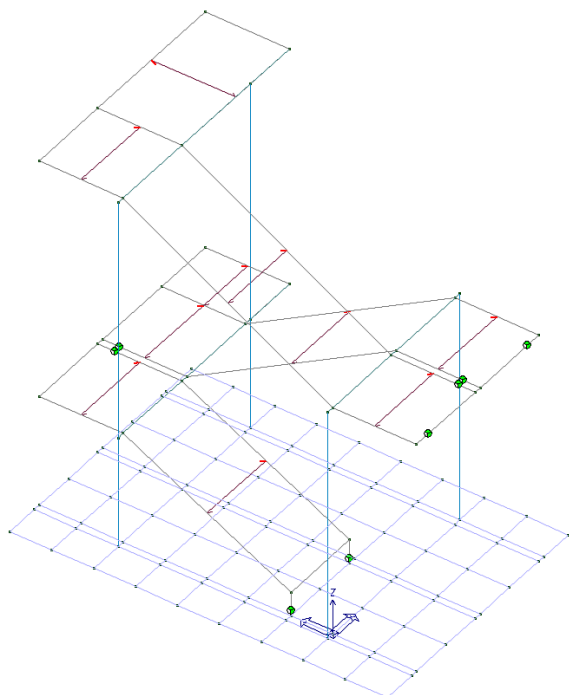


Vista modello "a filo"

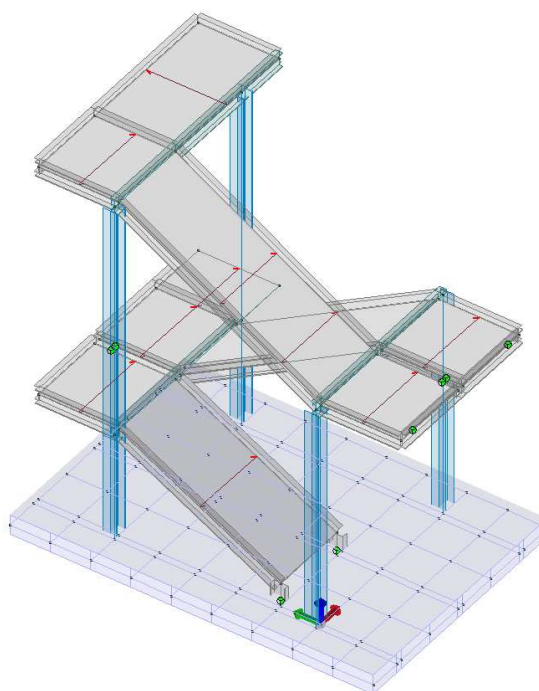


Vista modello "solido"

#### MODELLO 2

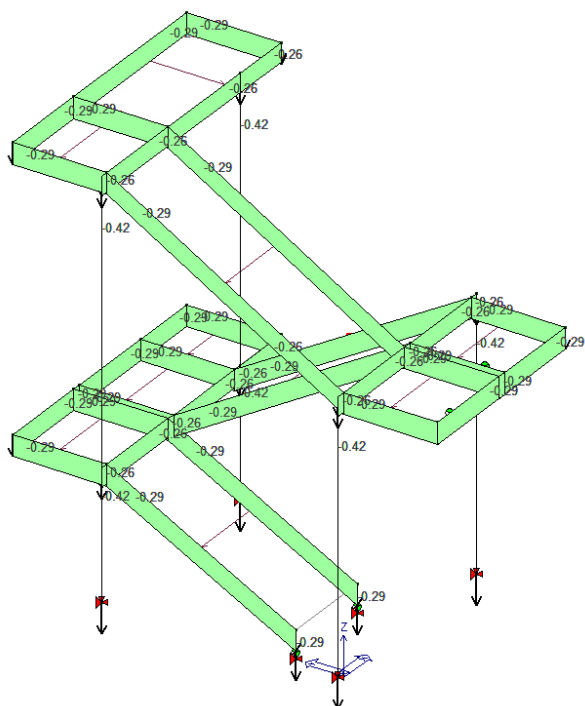


Vista modello "a filo"

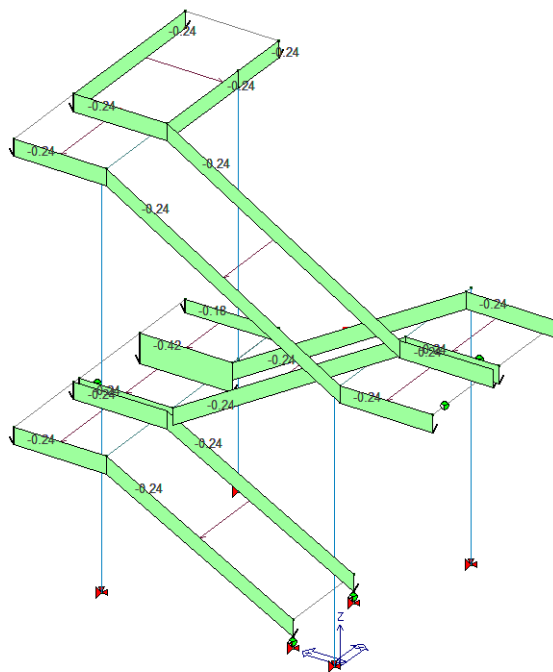


Vista modello "solido"

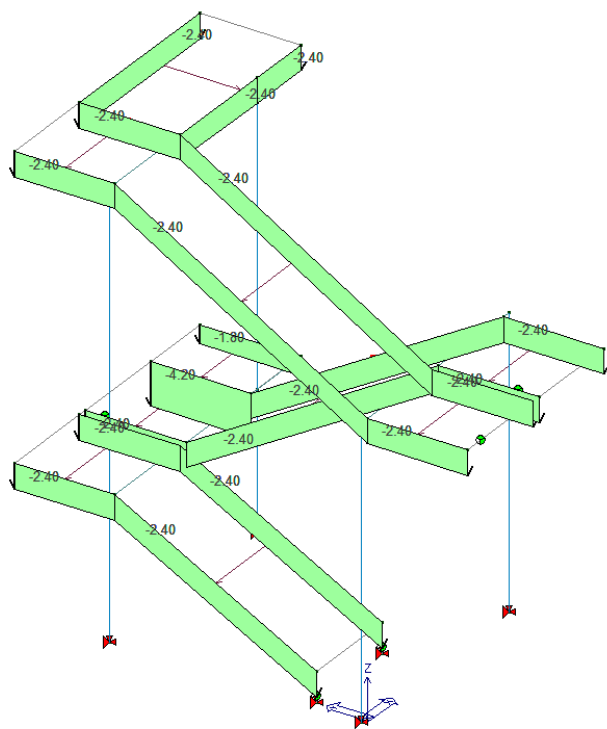
### CARICHI TRASMESSI



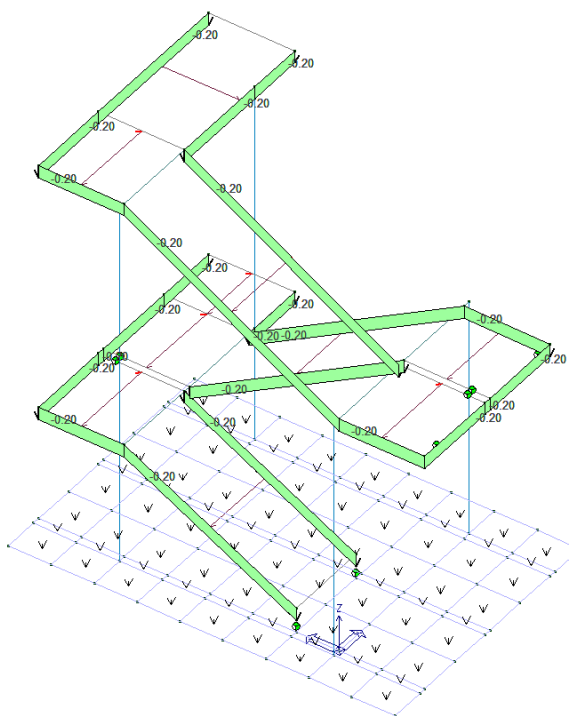
*Peso proprio della struttura*



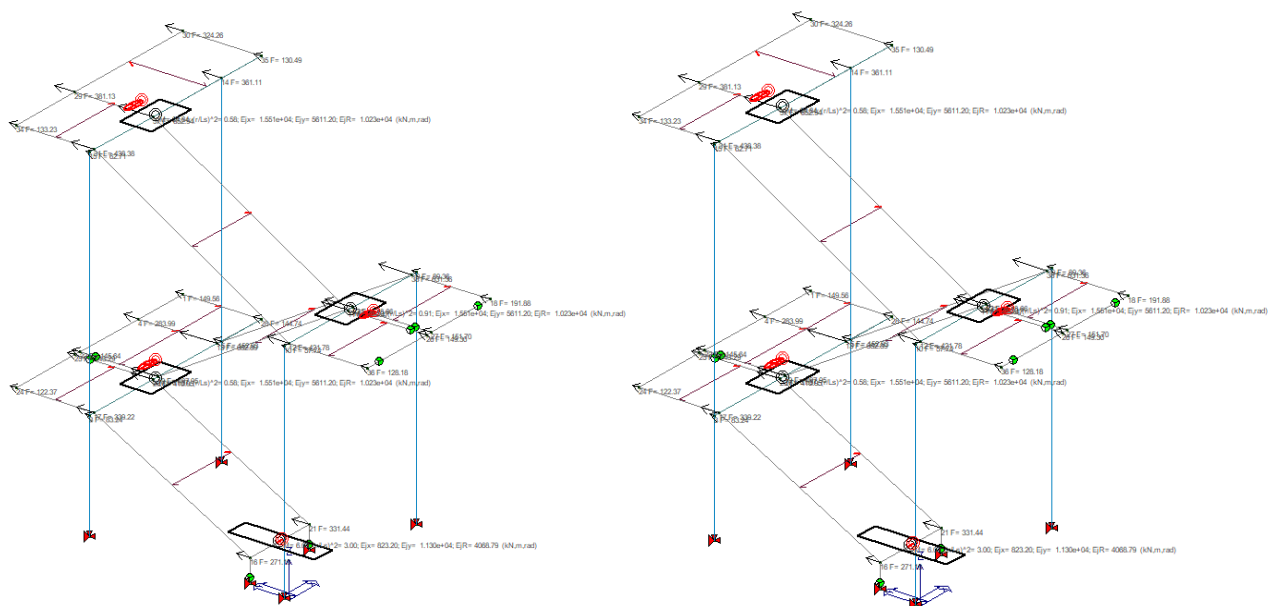
*Carico G1k permanente solai e coperture*



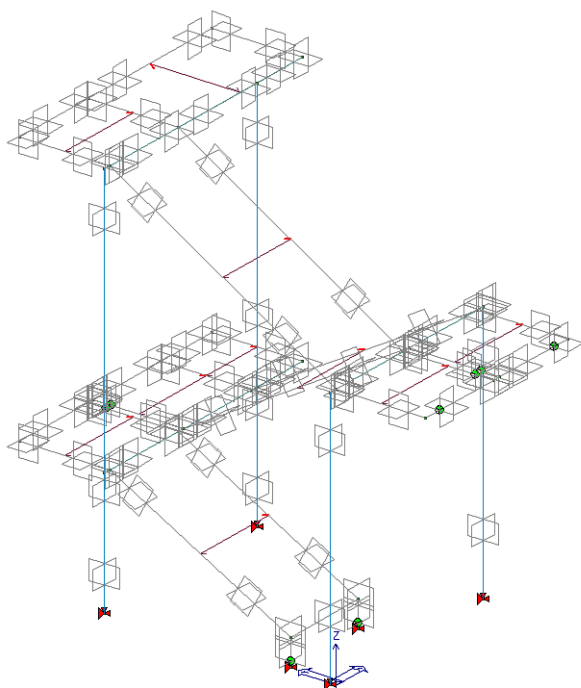
*Carico di esercizio Qk*



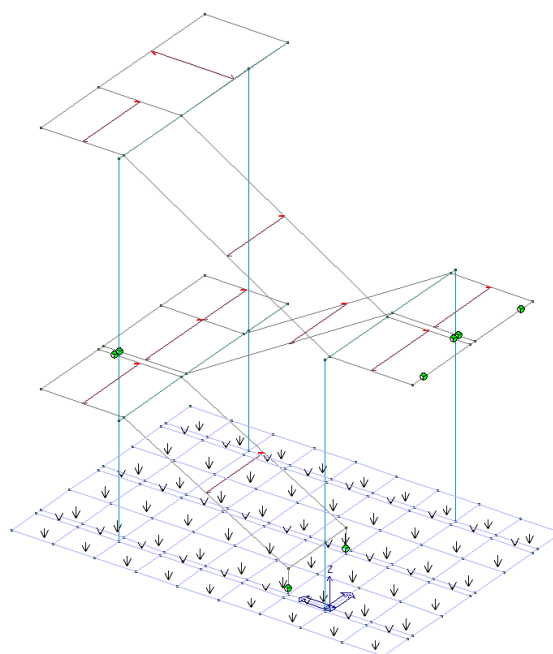
*Carico G1k peso proprio parapetto e sottofondo su platea (da MODELLO 2)*



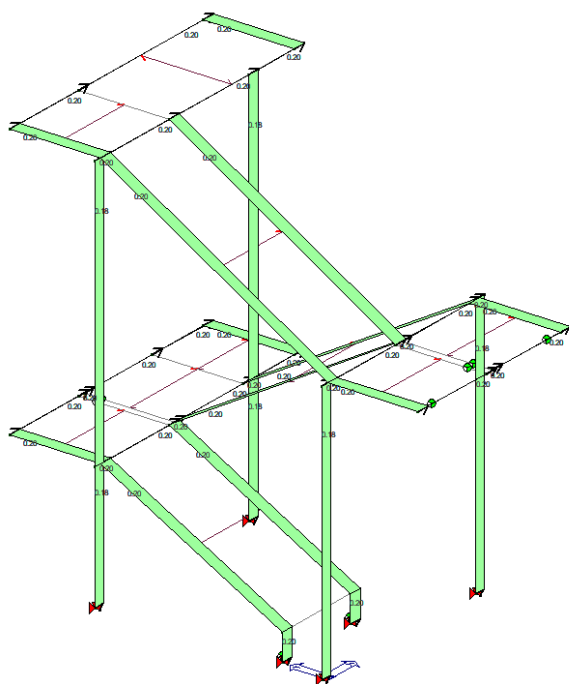
*Carico di carico sismico SLD (figura sx) e SLO (figura dx) (Per questione di spazio si riporta solo il presente CDC).  
Nella modellazione sono stati applicati tutti gli altri casi di carico previsti dalla normativa)*



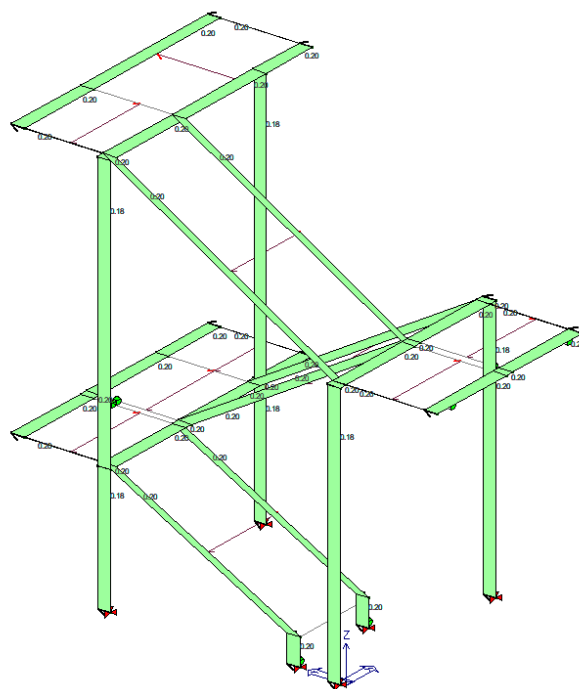
*Carico Qtk termico*



*Carico di esercizio Qk: "folla" sulla platea (da MODELLO 2)*

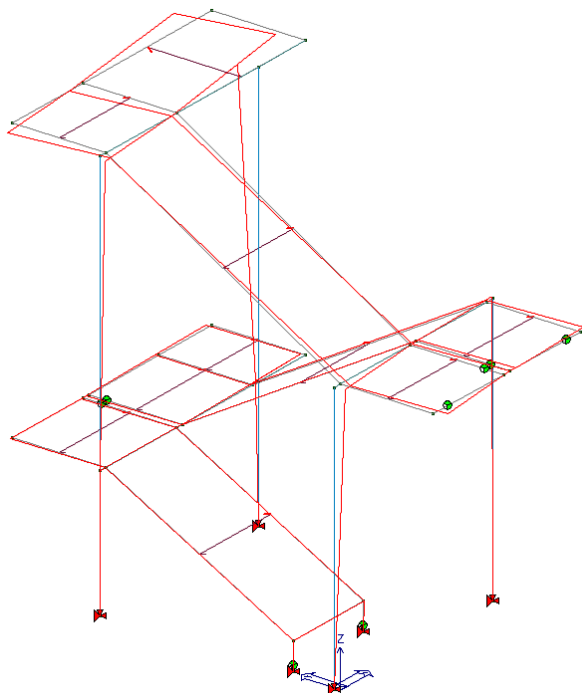


*Carico vento in direzione +X*



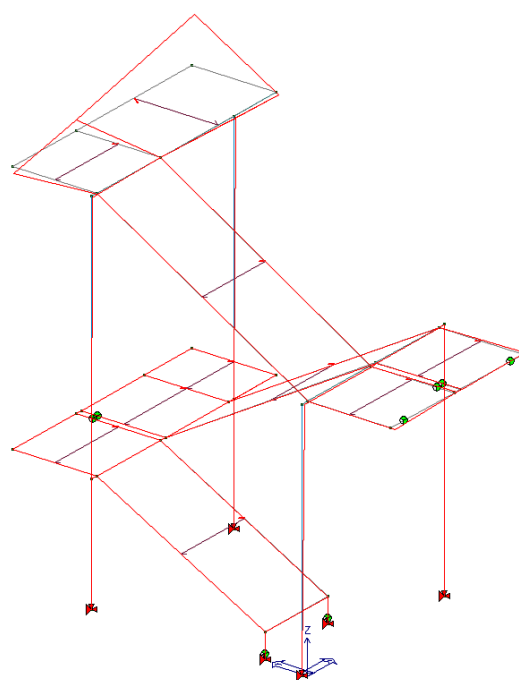
*Carico vento in direzione +Y*

### MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA



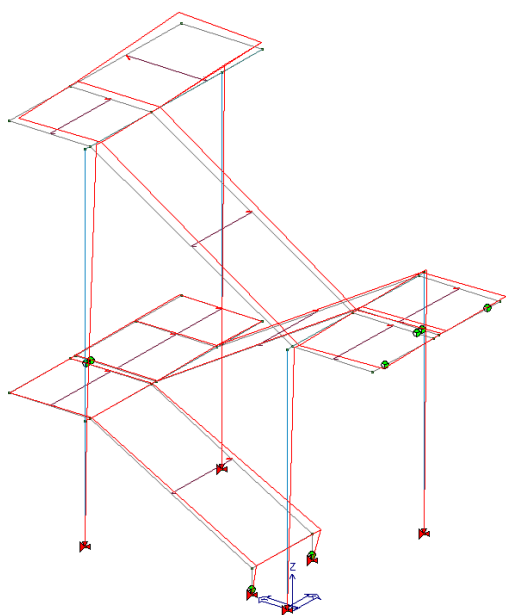
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 1: frequenza=2.90 Hz – T= 0.35s*



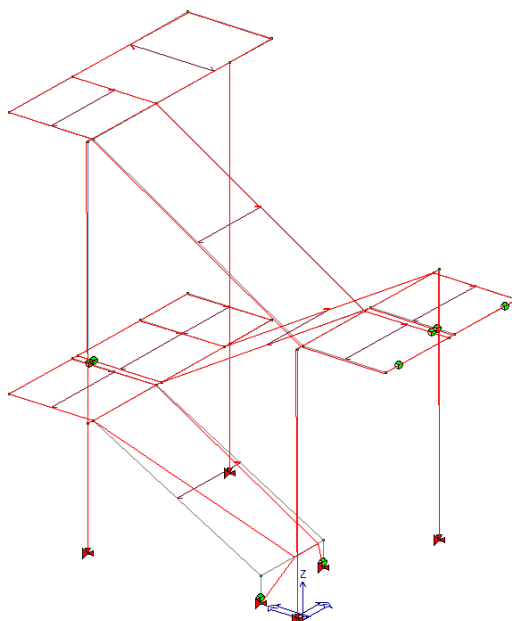
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 2: frequenza=4.06 Hz – T= 0.25s*



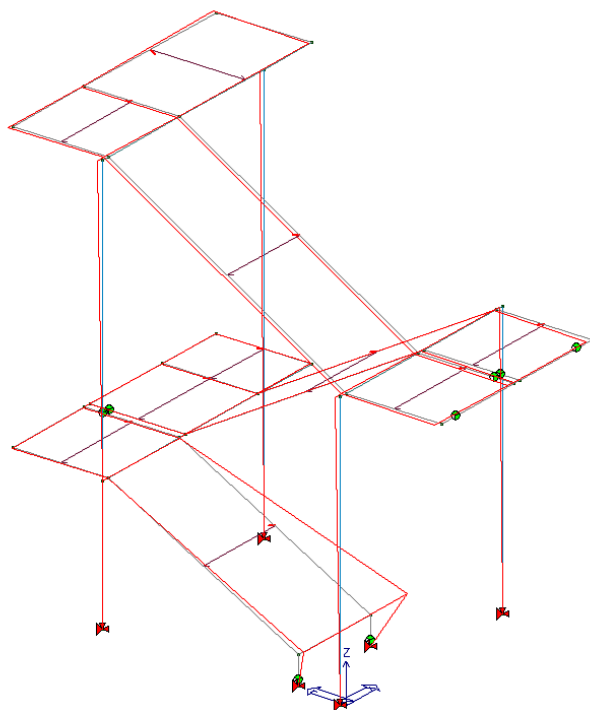
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 3: frequenza=4.42 Hz – T= 0.23s*



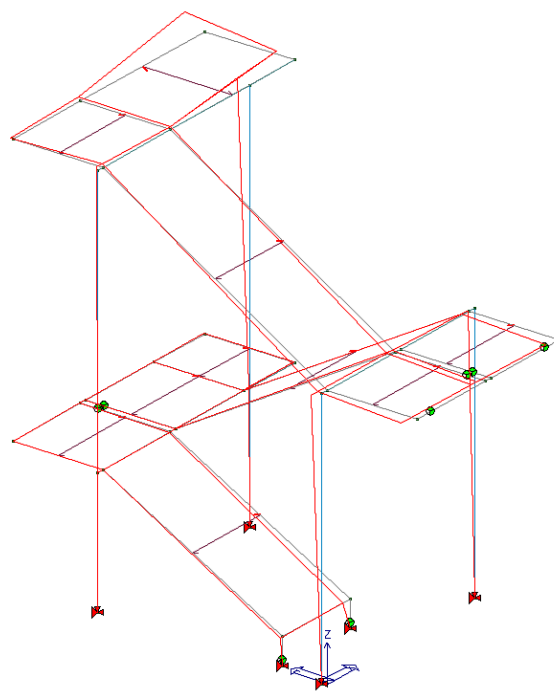
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 4: frequenza=4.65 Hz – T= 0.22s*



*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

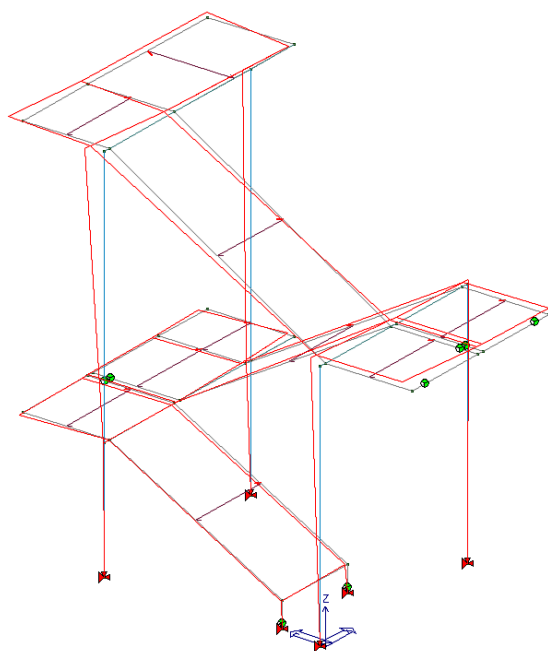
*Modo 5: frequenza=4.71 Hz – T= 0.21s*



*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

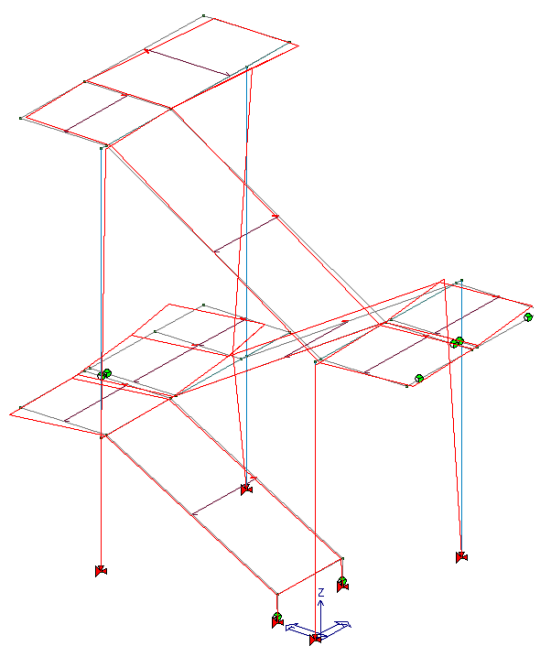
*Modo 6: frequenza=4.96 Hz – T= 0.20s*





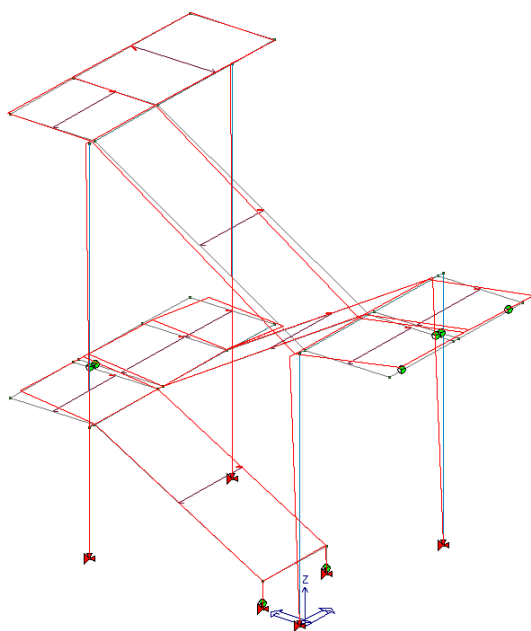
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 7: frequenza=6.12 Hz – T= 0.16s*



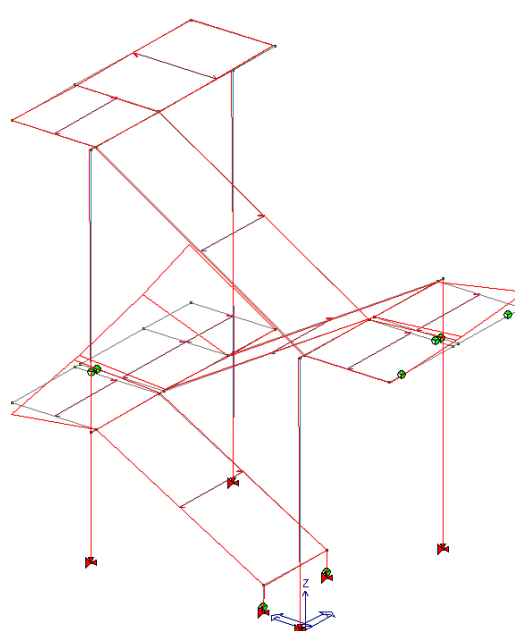
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 8: frequenza=8.37 Hz – T= 0.12s*



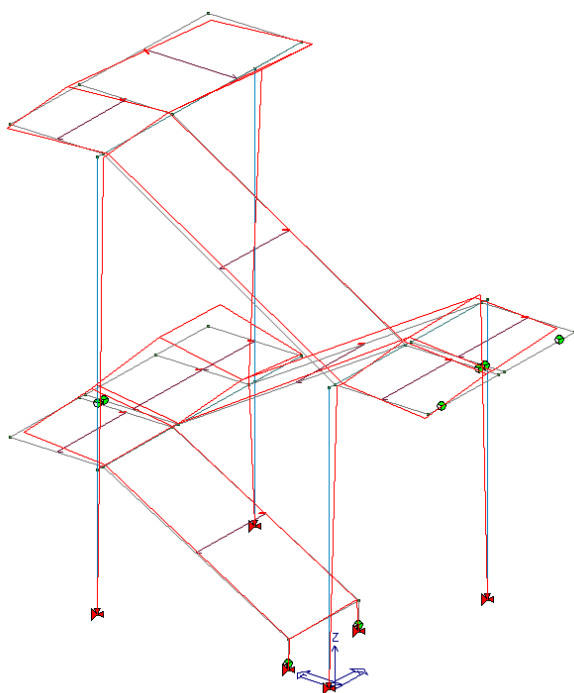
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 9: frequenza=10.72 Hz – T= 0.093s*



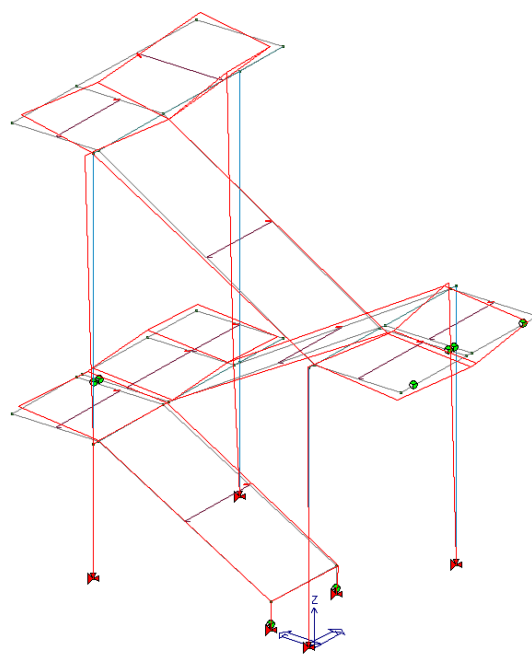
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 10: frequenza=11.59 Hz – T= 0.0863s*



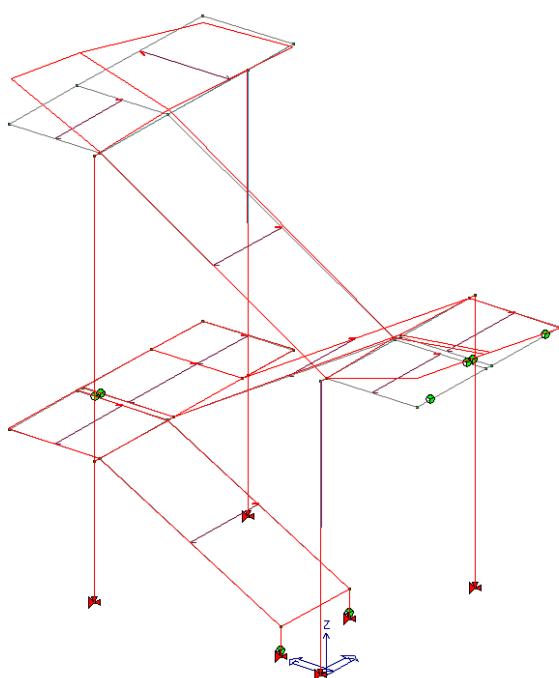
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 11: frequenza=12.03 Hz – T= 0.0831s*



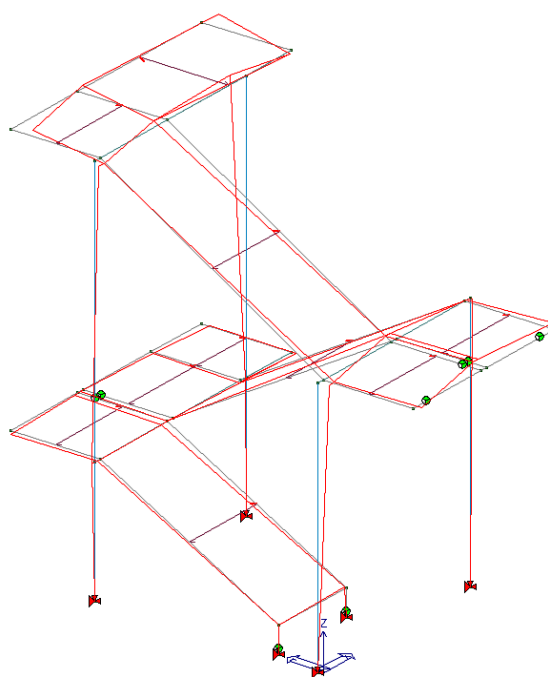
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 12: frequenza=14.07 Hz – T= 0.0711s*



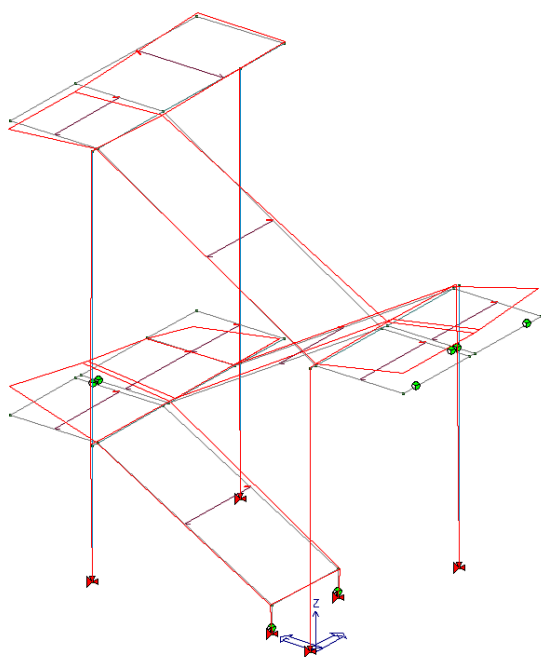
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 13: frequenza=14.83 Hz – T= 0.0674s*



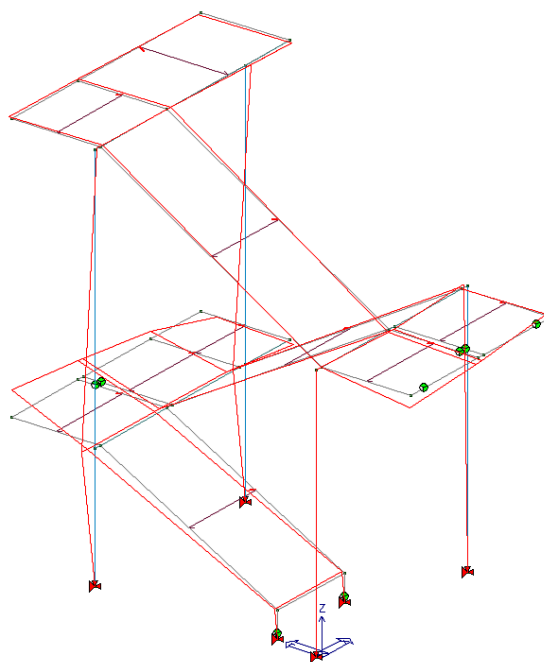
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 14: frequenza=16.39 Hz – T= 0.0601s*



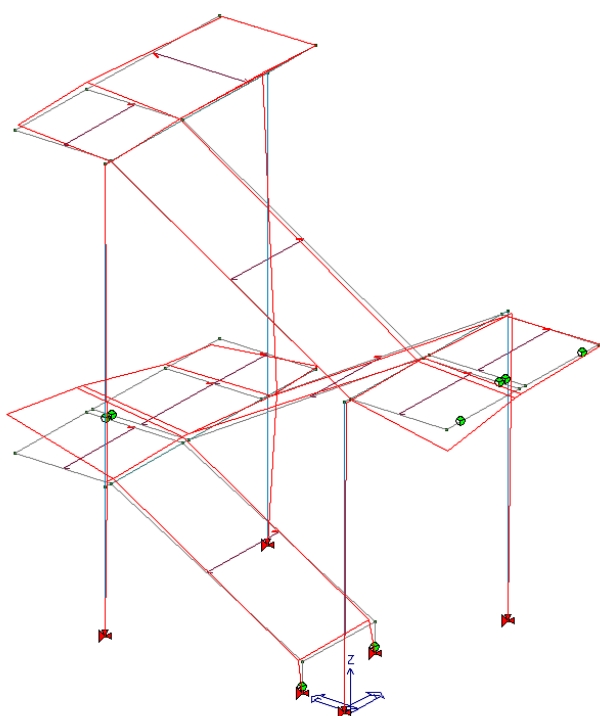
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 15: frequenza=18.50 Hz – T= 0.0541s*



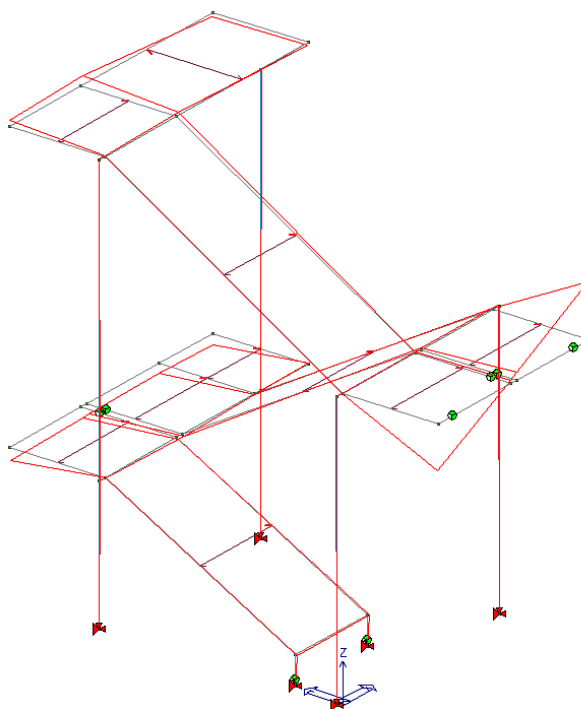
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 16: frequenza=19.74 Hz – T= 0.0507s*



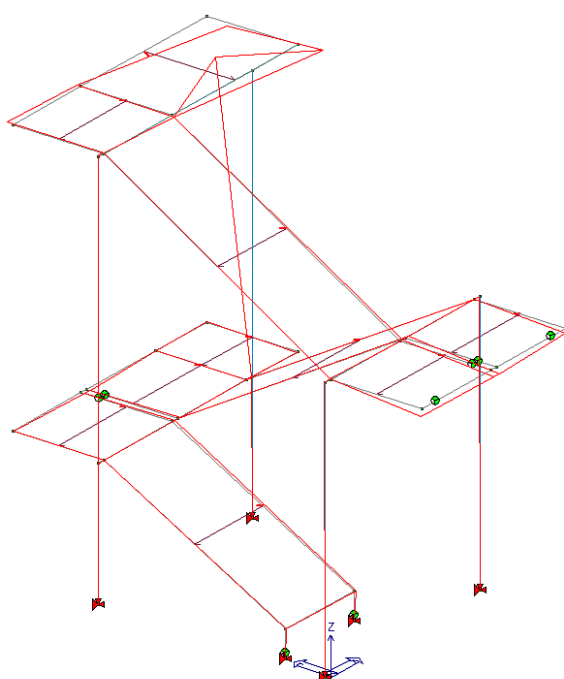
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 17: frequenza=20.48 Hz – T= 0.0488s*



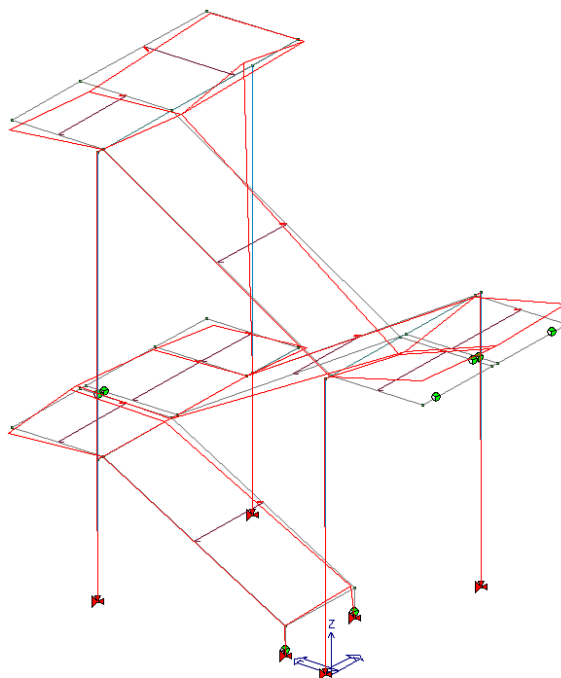
*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 18: frequenza=21.61 Hz – T= 0.0463s*



*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 19: frequenza=25.79 Hz – T= 0.0388s*

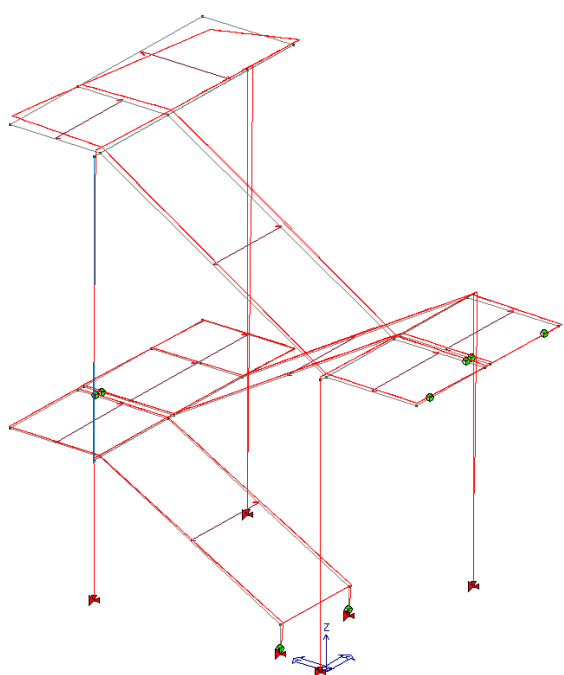


*Cmb di carico Ed (5) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

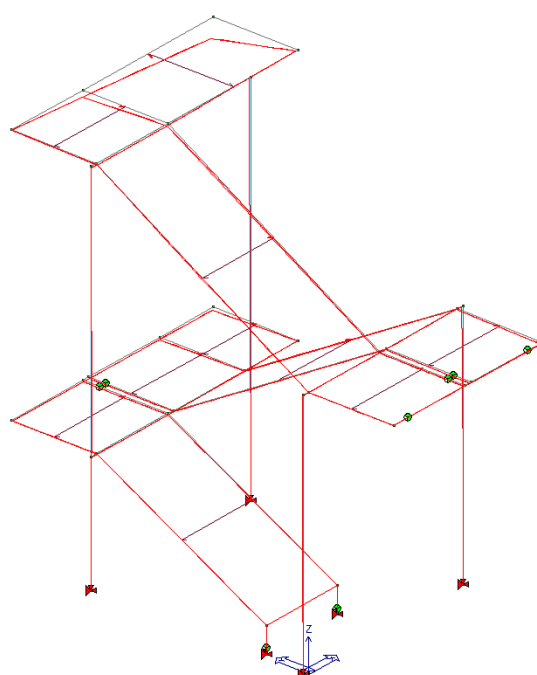
*Modo 20: frequenza=28.89 Hz – T= 0.0346s*

### DEFORMATA FLESSIONALE

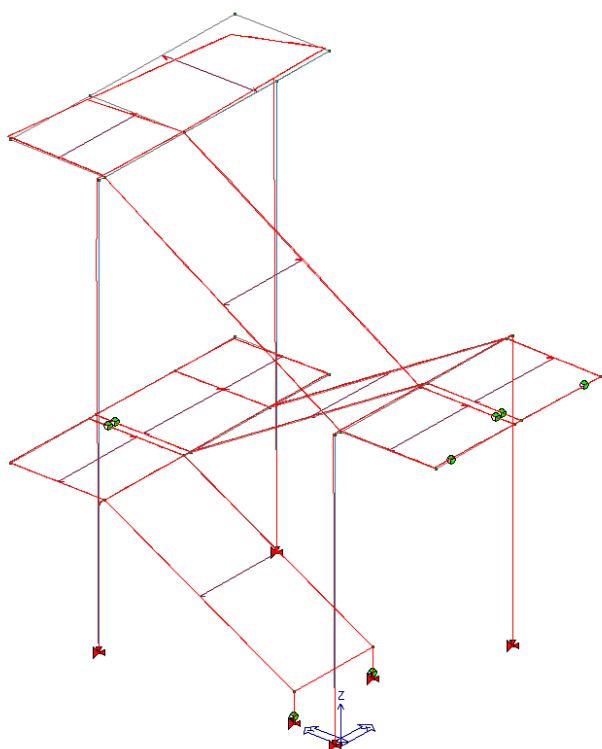
*In colore rosso è rappresentata la configurazione deformata nelle varie combinazioni riportate sotto l'immagine.*



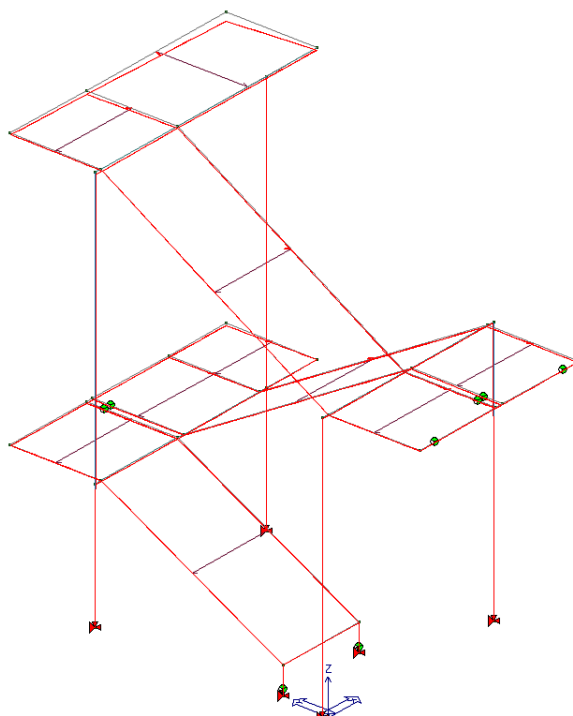
*Cmb 287 – SLE rara (spostamento +X max)*



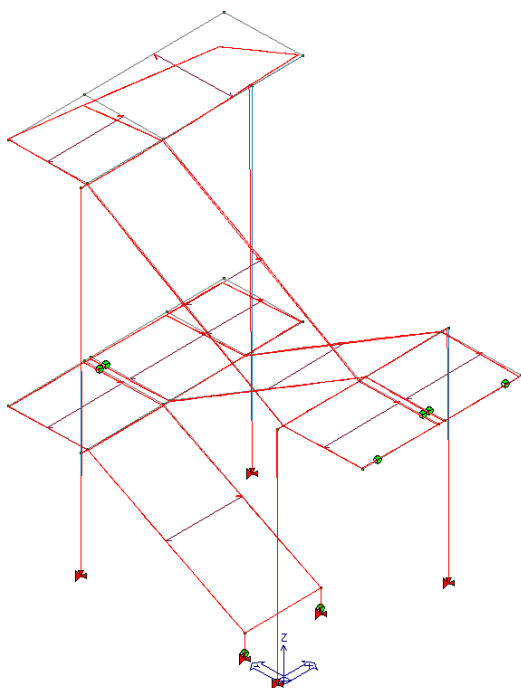
*Cmb 309 – SLE rara (spostamento -X max)*



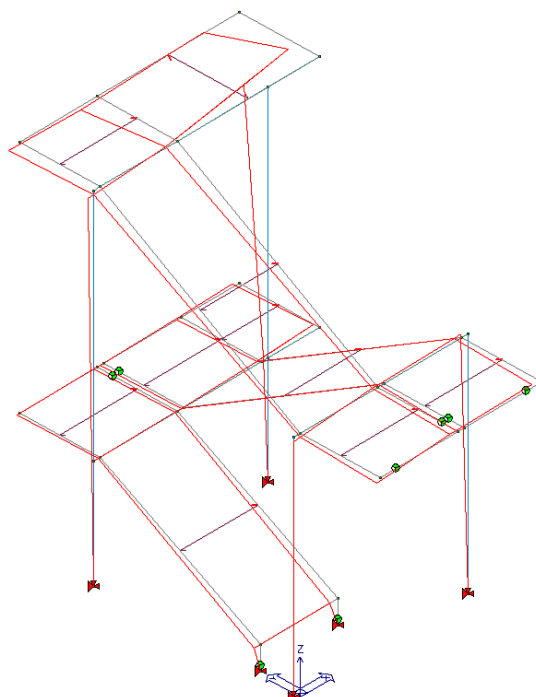
*Cmb 323 – SLE rara (spostamento +Y max)*



*Cmb 257 – SLE rara (spostamento -Y max)*

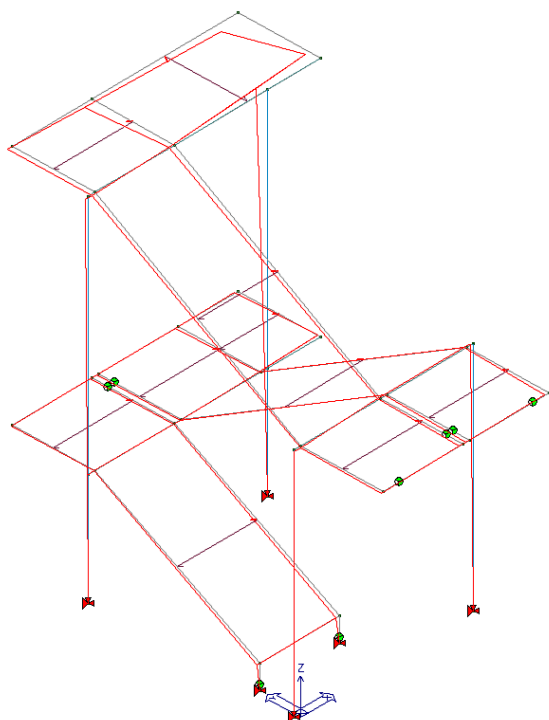


*Cmb 101 – SLU (deformazione massima)*

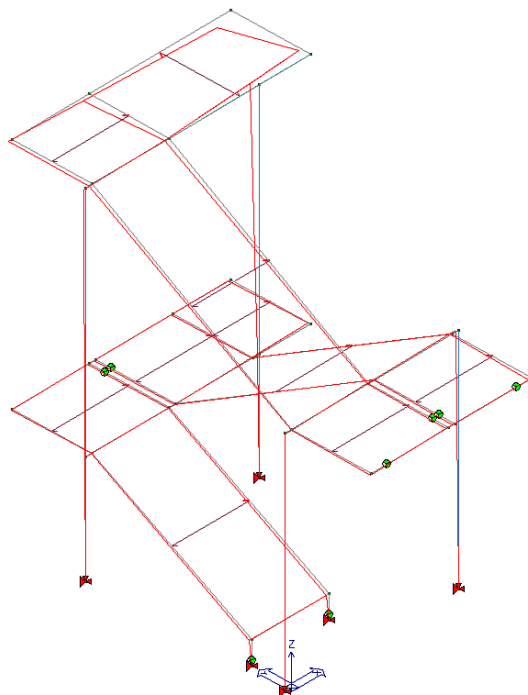


*Cmb 163 – SLV (deformazione massima)*





Cmb 195 – SLD (deformazione massima)



Cmb 227 – SLO (deformazione massima)

### VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI

Gli spostamenti visualizzati nei grafici rappresentano spostamenti massimi assoluti e non relativi al singolo piano. Sono stati calcolati e riportati gli spostamenti massimi e minimi sia in direzione X, sia in direzione Y.

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

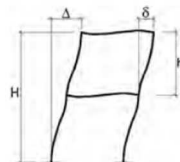
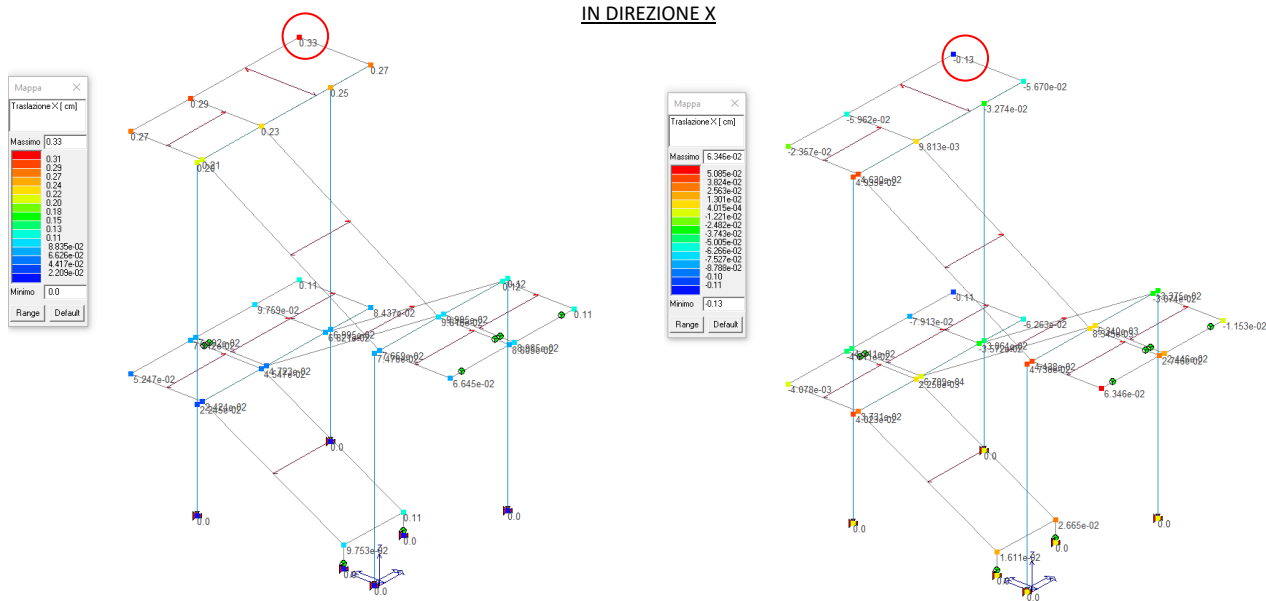


Fig. 4.2.4 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

### IN DIREZIONE X



Spostamento struttura (max +):  $\delta x = +0.33 \text{ cm}$  (cmb 287 – SLE rara)  
Spostamento struttura (max -):  $\delta x = -0.13 \text{ cm}$  (cmb 309 – SLE rara)

Limite di deformabilità (tav.4.2.XIII):  $\delta/h \text{ (max)} = 1/300$   $h = 3.56 \text{ m}$   $\delta_{\text{max}} = 1.187 \text{ cm}$

Verifiche:

Spostamento struttura (max +):  $\delta x = +0.33 \text{ cm} < \delta_{\text{max}}$  **ok**  
Spostamento struttura (max -):  $\delta x = -0.13 \text{ cm} < \delta_{\text{max}}$  **ok**

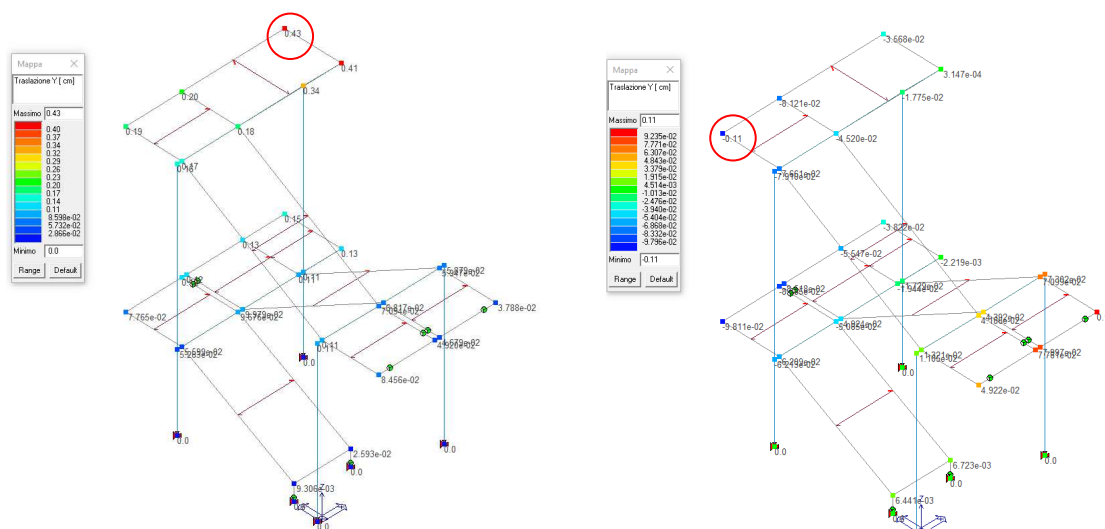
La struttura è costituita da un solo piano, tuttavia si procede ugualmente alla verifica degli spostamenti considerando l'altezza totale della scala in riferimento al limite imposto dalla suddetta tabella, pari a 1/500. Lo spostamento massimo assoluto lungo la direzione X è sempre pari a 0,33cm avendo uno spostamento interpiano irrilevante.

$\Delta/H \text{ (max)} = 1/500$   $h = 5,0162 \text{ m}$   $\Delta_{\text{max}} = 1.003 \text{ cm}$

Verifiche:

Spostamento struttura (max +):  $\Delta x = +0.33 \text{ cm} < \Delta_{\text{max}}$  **ok**

### IN DIREZIONE Y



Dallo spostamento visualizzato al nodo superiore evidenziato, occorrerebbe togliere la quota parte di spostamento al piano inferiore, se si volesse considerare solo lo spostamento relativo, come indicato in fig. 4.2.4 NTC2018. Tuttavia trattandosi di spostamenti di piccola entità, si considera ugualmente il valore totale, essendo ampliamento verificato

Spostamento struttura (max +):  $\delta y = +0.43\text{cm}$  (cmb 323 – SLE rara)  
Spostamento struttura (max -):  $\delta y = -0.11\text{cm}$  (cmb 257 – SLE rara)

Limite di deformabilità (tav.4.2.XIII):  $\delta/h$  (max)= 1/300  $h=3.56\text{m}$   $\delta_{\text{max}} = 1.187\text{cm}$

Verifiche:

Spostamento struttura (max +):  $\delta y = +0.43\text{cm} < \delta_{\text{max}}$  **ok**  
Spostamento struttura (max -):  $\delta y = -0.11\text{cm} < \delta_{\text{max}}$  **ok**

La struttura è costituita da un solo piano, tuttavia si procede ugualmente alla verifica degli spostamenti considerando l'altezza totale della scala in riferimento al limite imposto dalla suddetta tabella, pari a 1/500.

$\Delta/H$  (max)= 1/500  $h=5.0162\text{m}$   $\Delta_{\text{max}} = 1.003\text{cm}$

Verifiche:

Spostamento struttura (max +):  $\Delta x = +0.43\text{cm} < \Delta_{\text{max}}$  **ok**

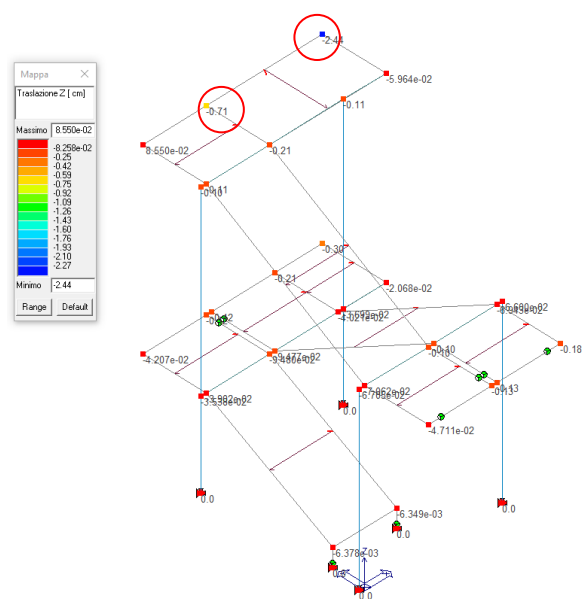
### **VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI**

Gli spostamenti visualizzati nei grafici rappresentano spostamenti massimi in mezzzeria dei singoli elementi strutturali, come richiesto dal §4.2.4.2.1.

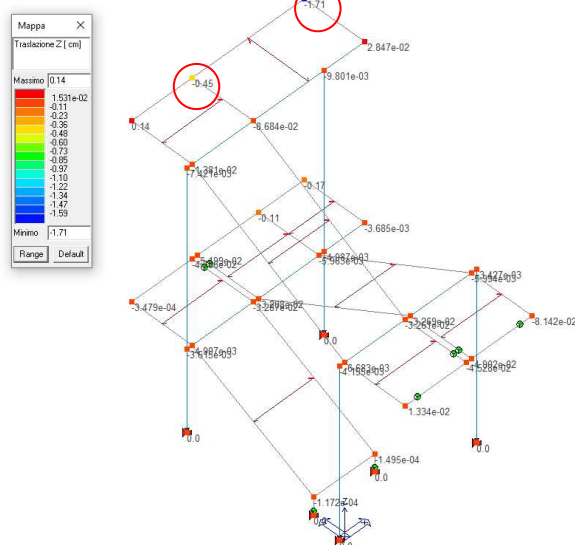
Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\text{max}}}{L}$	$\frac{\delta_z}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*



*Cmb SLE – Def. Massima elemento in acciaio (sbalzo)*



*Solo carichi variabili – Def. Massima elemento in acciaio (sbalzo)*

Lunghezza elemento: 220.0 cm  
Freccia massima:  $2.44 - 0.71 = 1.73$  cm  
Freccia per carichi variabili:  $1.71 - 0.45 = 1,26$  cm

$\delta_{max} = 1,73$  <  $L/250 = 1,76$  (tab. 4.2.XII) **OK**  
(si è considerato come luce=2L come indicato al §4.2.4.2.1 relativamente agli sbalzi)

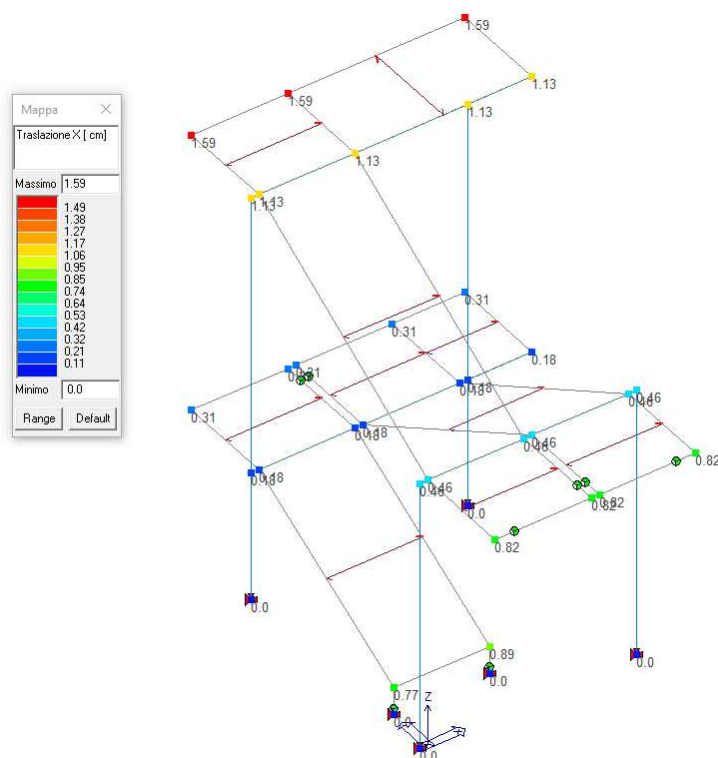
$\delta_2 = 1,26$  <  $L/300 = 1,467$  (tab. 4.2.XII) **OK**  
(si è considerato come luce=2L come indicato al §4.2.4.2.1 relativamente agli sbalzi)

### VERIFICA GIUNTO SISMICO

La nuova struttura sarà indipendente e non collegata al fabbricato esistente. Si manterrà una distanza di 8cm dal ballatoio a sbalzo della scala, al piano di arrivo della terrazza praticabile.

Tale distanza è stata definita come somma degli spostamenti massimi in direzione X, ossia per evitare il martellamento della nuova struttura metallica sul fabbricato esistente.

Lo spostamento massimo calcolato in cmb SLV 162 lungo la direzione X è pari a 1,59cm.



Lo spostamento della struttura esistente è stato valutato rispettando le linee guida del D.M. 17/01/2018 §7.2.1 – “Distanza tra costruzioni contigue”.  
Valutazione spostamento struttura adiacente:

$$\frac{1}{100} \cdot h \cdot 2\left(\frac{a_g \cdot S}{g}\right)$$

Con  $2(\frac{a_g \cdot S}{g}) \leq 1$

$ag/g = 0,276$        $Fo = 2,56$      $S=1,00$      $h_{max} = 5,20$  m (cautelativamente per la stima dello spostamento)

$$(1/100) \times h \times 2 \text{ (ag/g)} \times S = 0,0287 \text{ m} = 2,87 \text{ cm}$$

La nuova struttura è stata verificata considerando un coefficiente di struttura  $q = 1$  considerandola non regolare né in pianta, né in altezza.

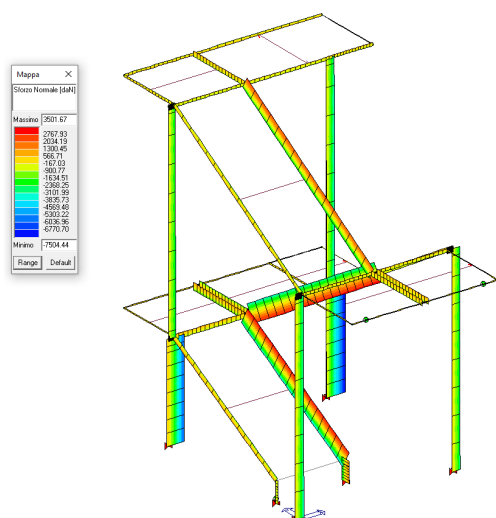
Pertanto la distanza tra le due costruzioni dovrà essere non inferiore al seguente valore:

$$d_{\min} = 1,59 + 2,87 = 4,46 \text{ cm}$$

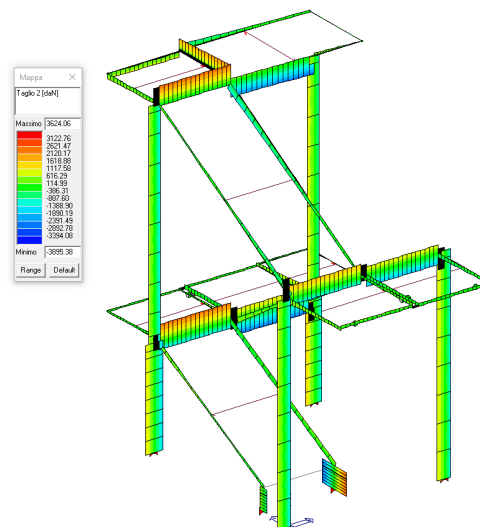
A favore di sicurezza si adotta una distanza di 8 cm circa.



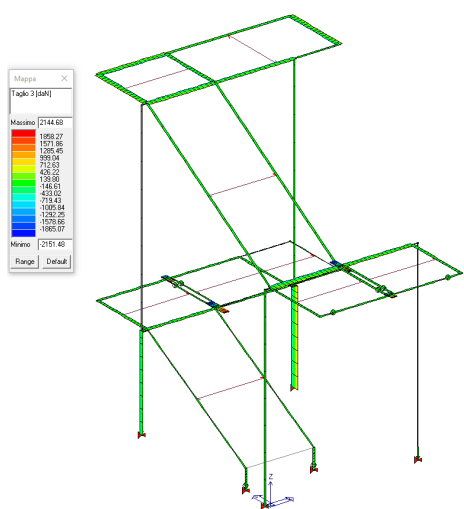
### SOLLECITAZIONI DI INVILUPPO SULLA STRUTTURA IN ACCIAIO



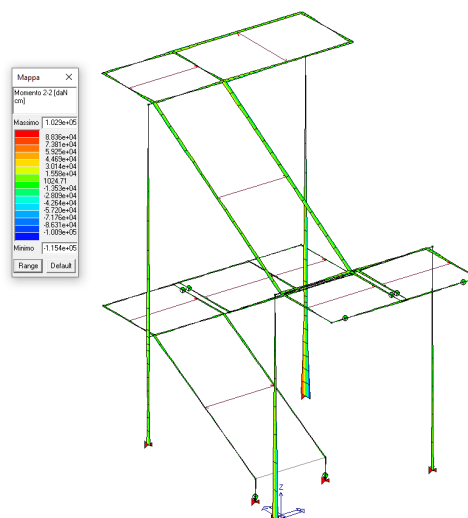
*Inviluppi sforzo normale*



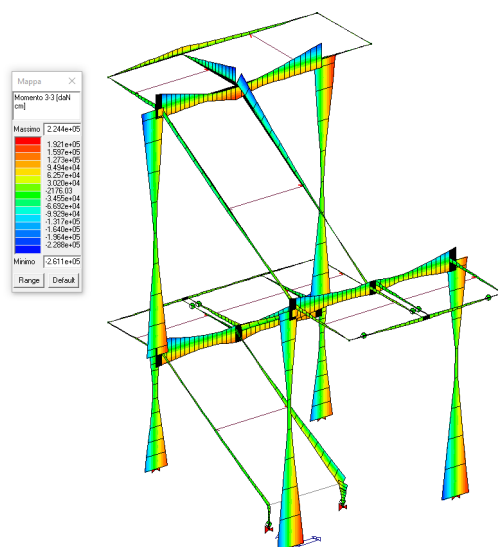
*Inviluppi taglio 2*



*Inviluppi taglio 3*



*Inviluppo momento M22*

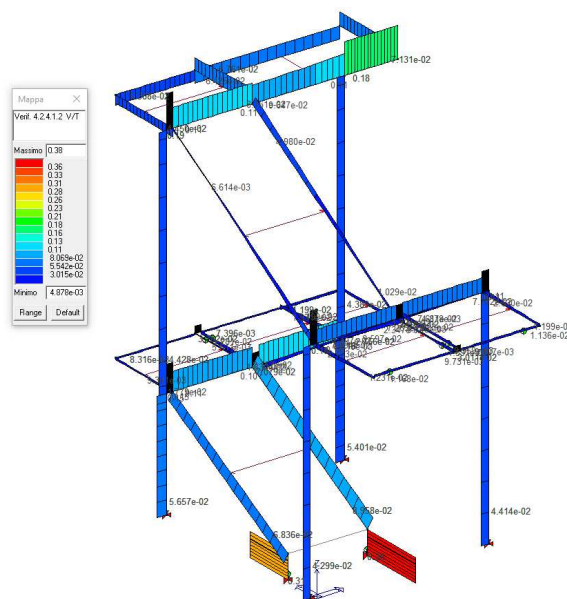


*Involuppo momento M33*

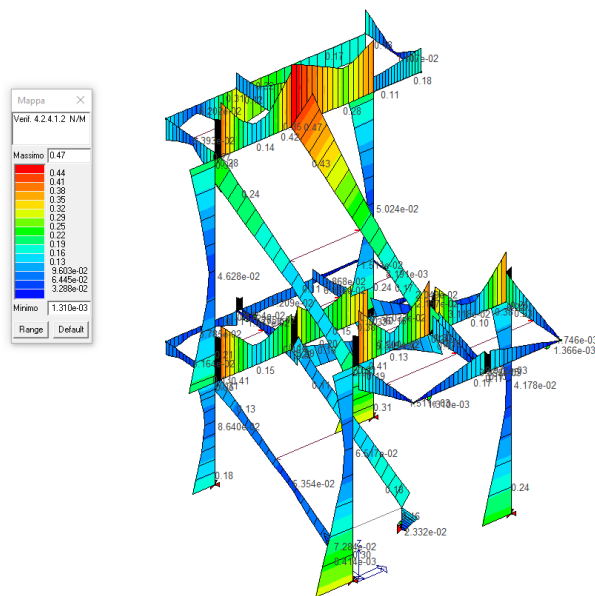
### **RISULTATI DELLE VERIFICHE EFFETTUATE**

In seguito si riportano le immagini delle principali verifiche degli elementi strutturali. Nei paragrafi del capitolo 2 della presente relazione di calcolo sono riportati i tabulati di calcolo.

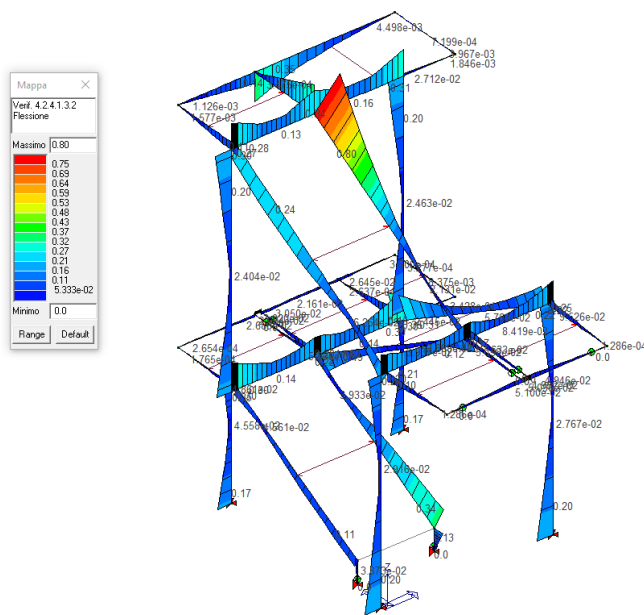
#### **Struttura metallica – SLU**



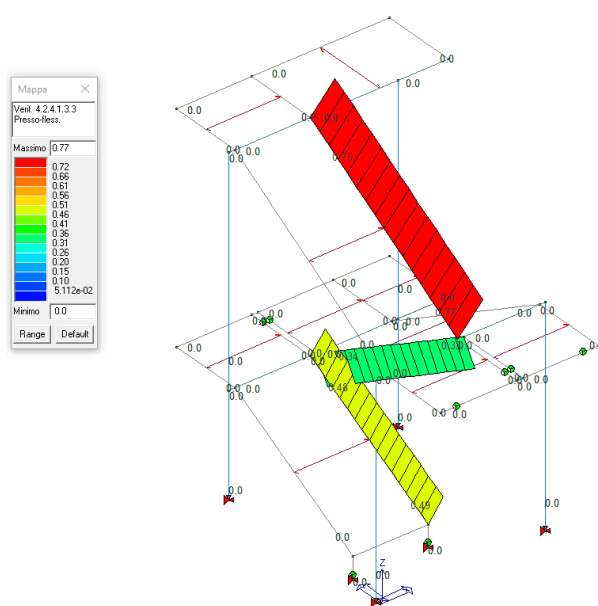
*SLU - Verifica V/T*



*SLU - Verifica N/M*

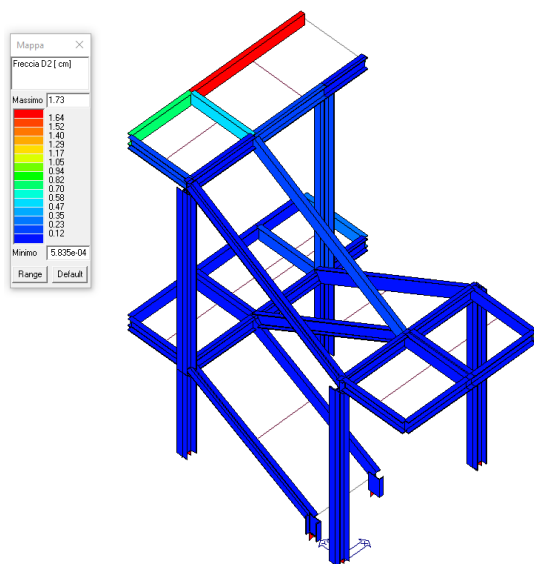


SLU - Verifica flessione

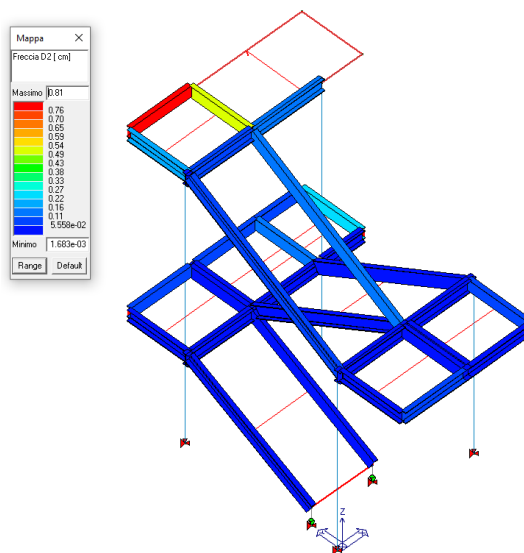


SLU - Verifica pressoflessione

### Struttura metallica – SLE (deformazioni)



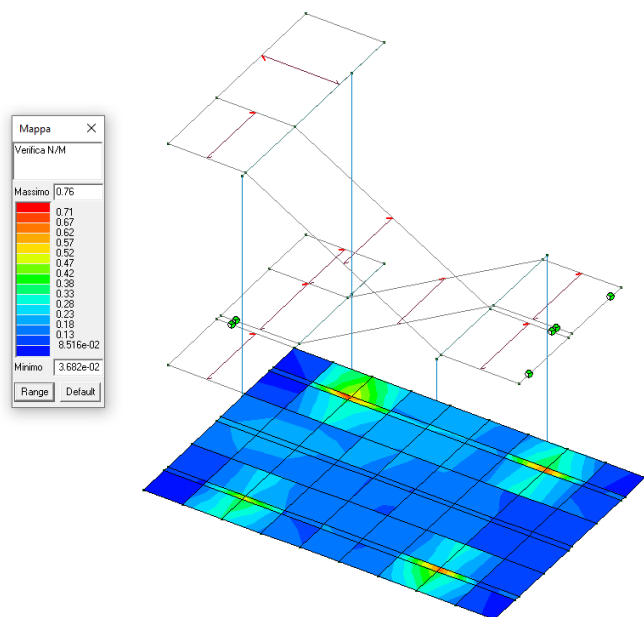
SLE - Verifica freccia – sbalzo



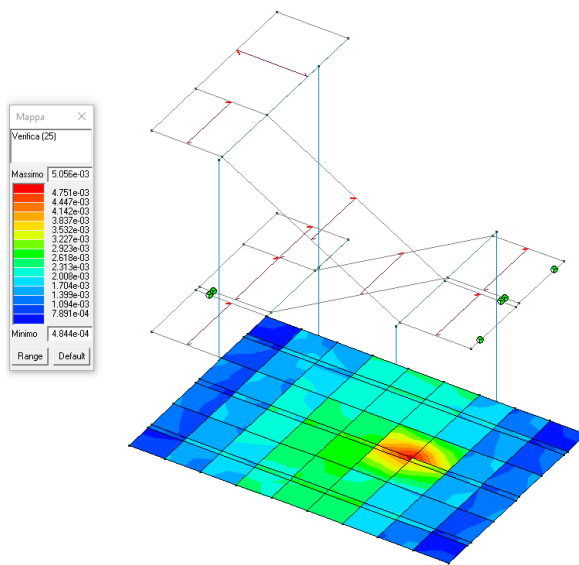
SLE - Verifica freccia – cosciali e travi

Verifica platea di fondazione in c.a.

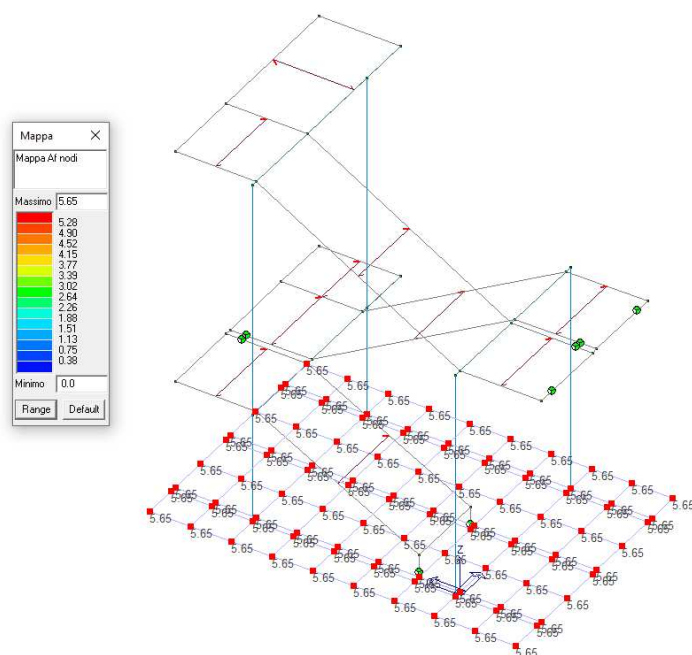
MODELLO 2



SLU - Verifica N/M



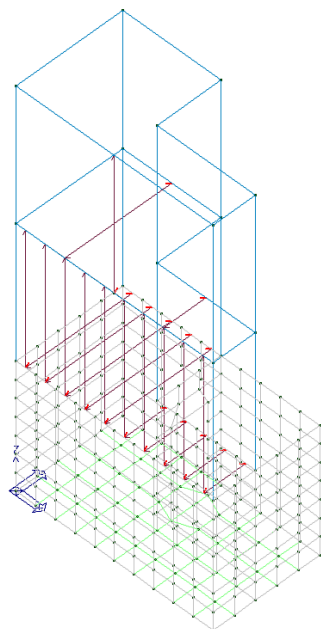
SLU - Verifica (25)



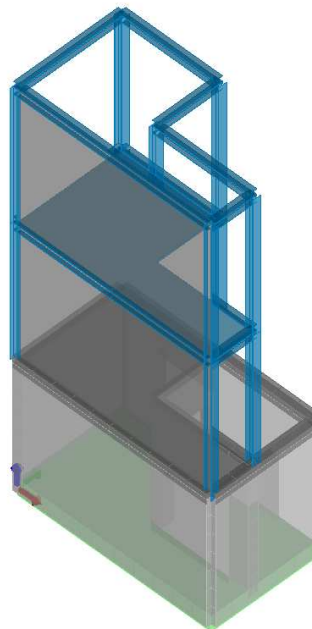
Area armatura nodi

#### 1.16.4.2 – Vano ascensore

##### MODELLO 1

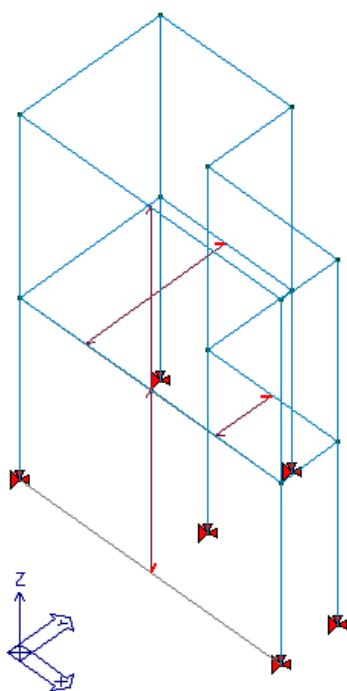


Vista modello "a filo"

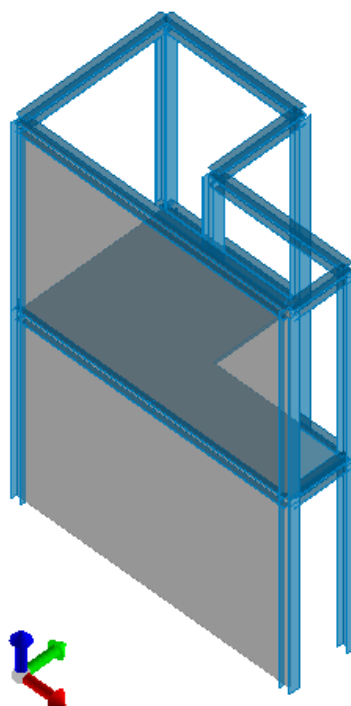


Vista modello "solido"

##### MODELLO 2



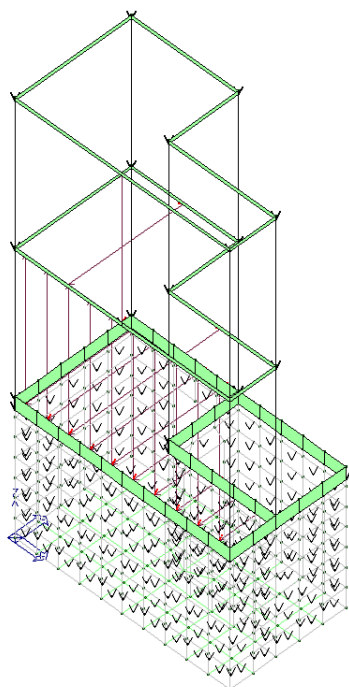
Vista modello "a filo"



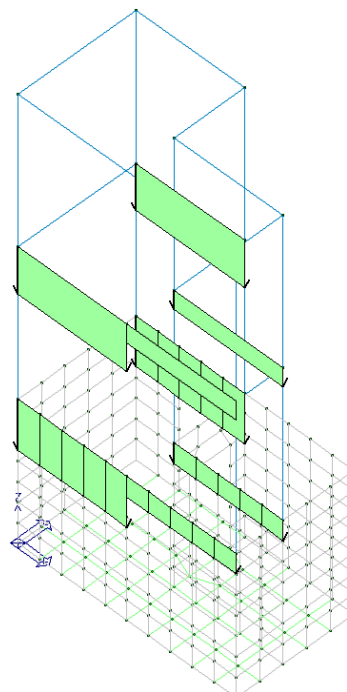
Vista modello "solido"



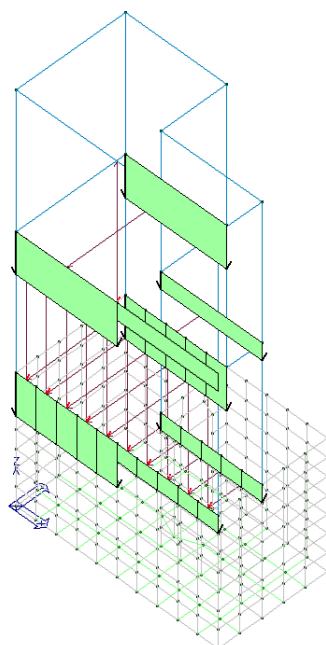
### CARICHI TRASMESSI



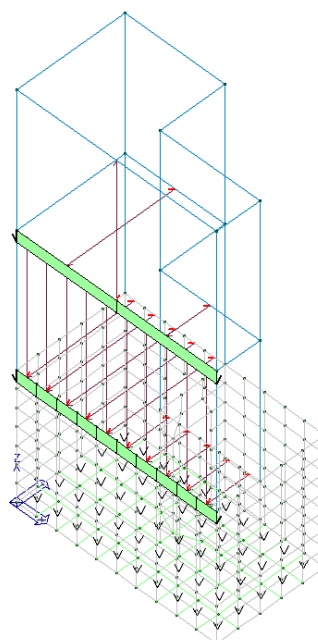
*Peso proprio della struttura*



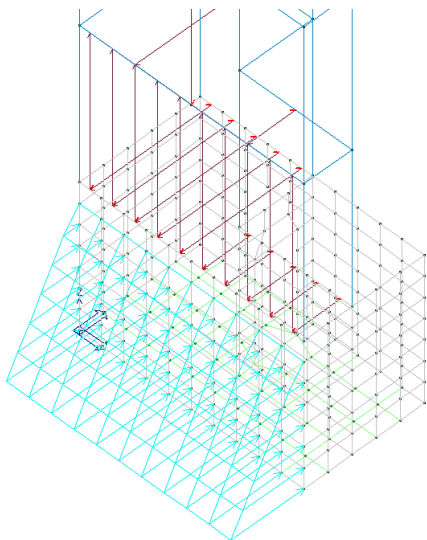
*Carico G1k permanente solai e coperture*



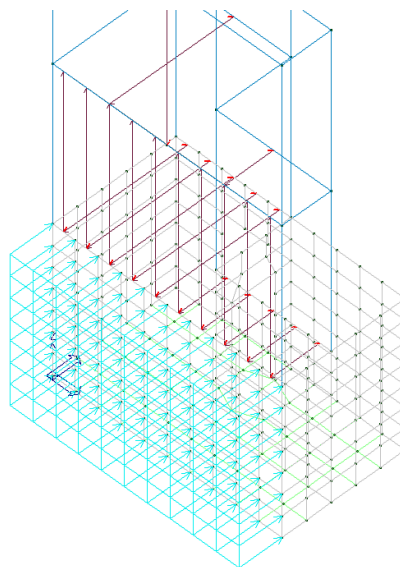
*Carico di esercizio Qk*



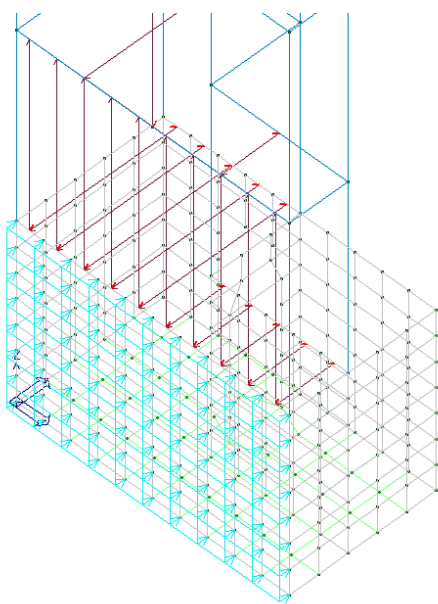
*Carico G1k peso proprio vetrata e sottofondo su platea*



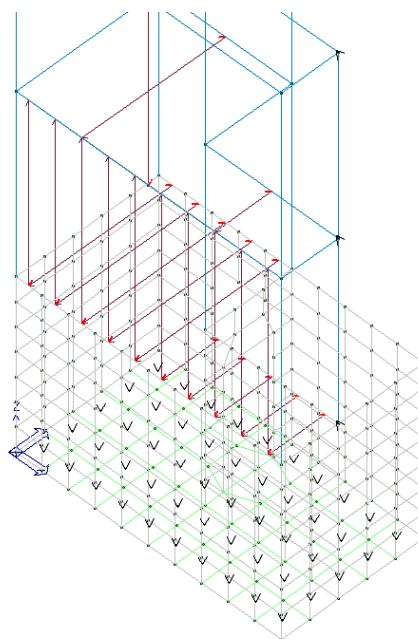
*Carico GK spinta terreno*



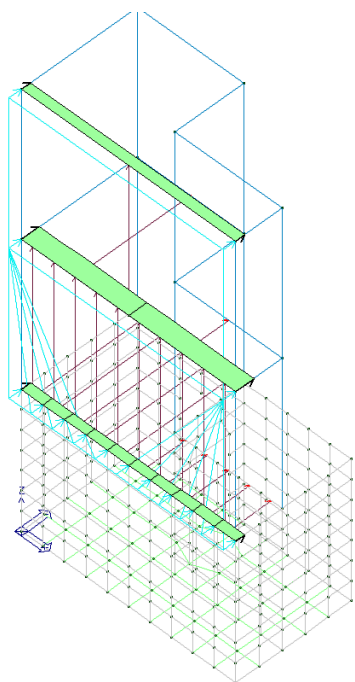
*Carico Etk: sovraspinta sismica terreno*



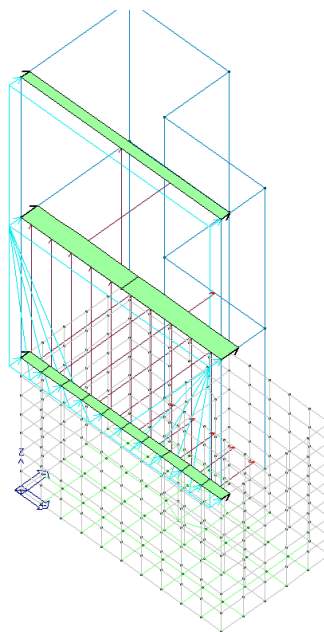
*Carico Qk spinta terreno*



*Carico di esercizio Qk sulla platea*

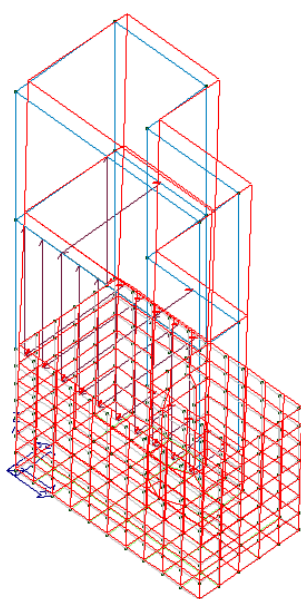


*Carico vento in direzione +Y*



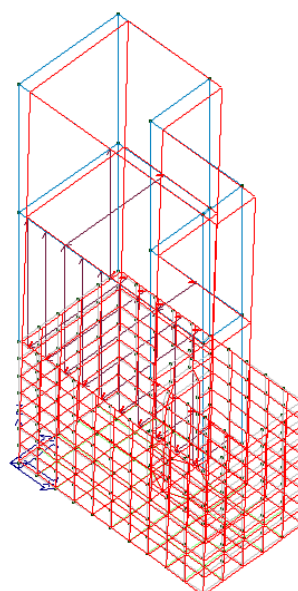
*Carico vento in direzione -Y*

### **MODI DI VIBRARE PRINCIPALI DELLA STRUTTURA**



*Cmb di carico Ed (4) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 1: frequenza=1.08 Hz – T= 0.92s*

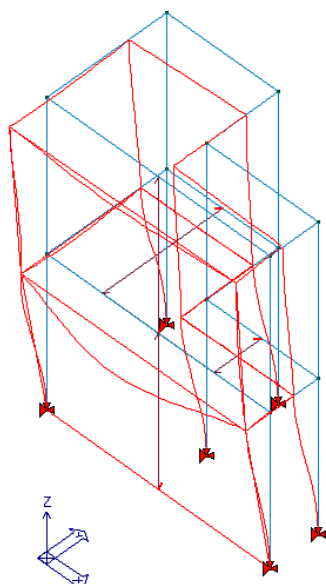


*Cmb di carico Ed (4) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

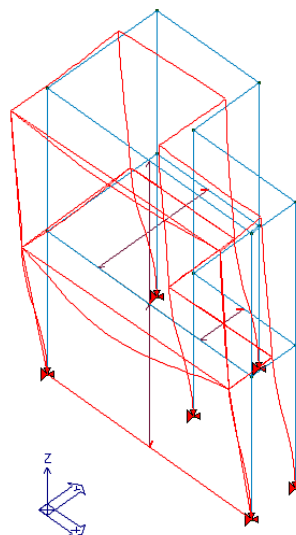
*Modo 2: frequenza=1.76 Hz – T= 0.57s*

### DEFORMATA FLESSIONALE

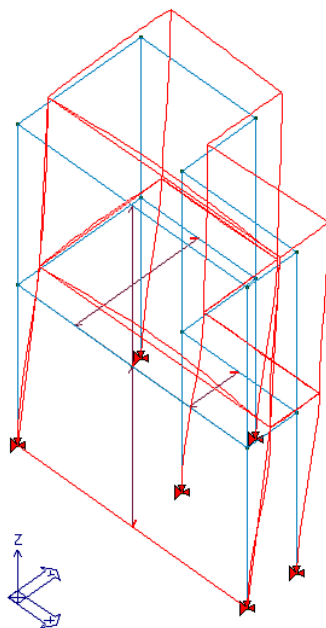
*In colore rosso è rappresentata la configurazione deformata nelle varie combinazioni riportate sotto l'immagine.*



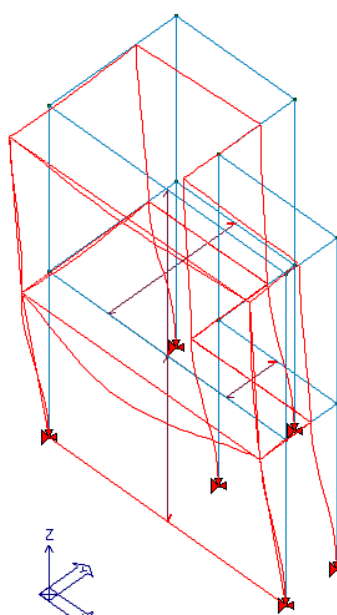
Cmb 141 – SLE rara (spostamento +X max)



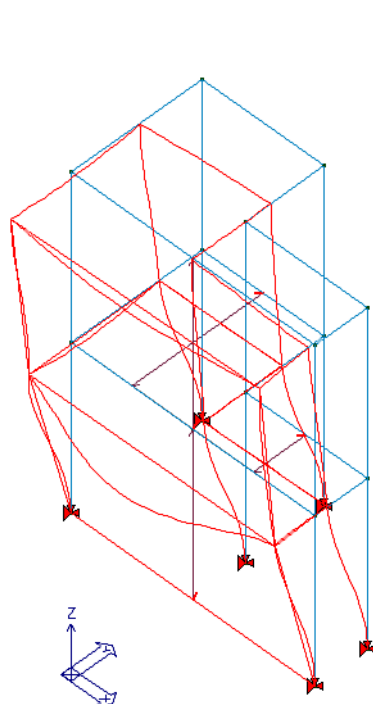
Cmb 140 – SLE rara (spostamento -X max)



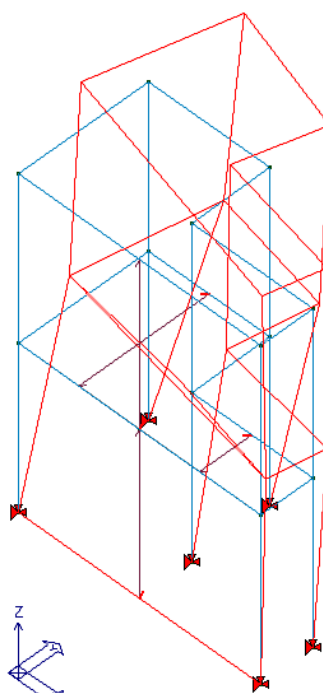
Cmb 128 – SLE rara (spostamento +Y max)



Cmb 141 – SLE rara (spostamento -Y max)



Cmb 47 – SLU (deformazione massima)



Cmb 79 – SLV (deformazione massima)

### VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI

Gli spostamenti visualizzati nei grafici rappresentano spostamenti massimi assoluti e non relativi al singolo piano. Sono stati calcolati e riportati gli spostamenti massimi e minimi sia in direzione X, sia in direzione Y.

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

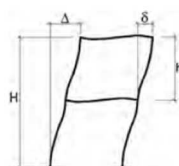
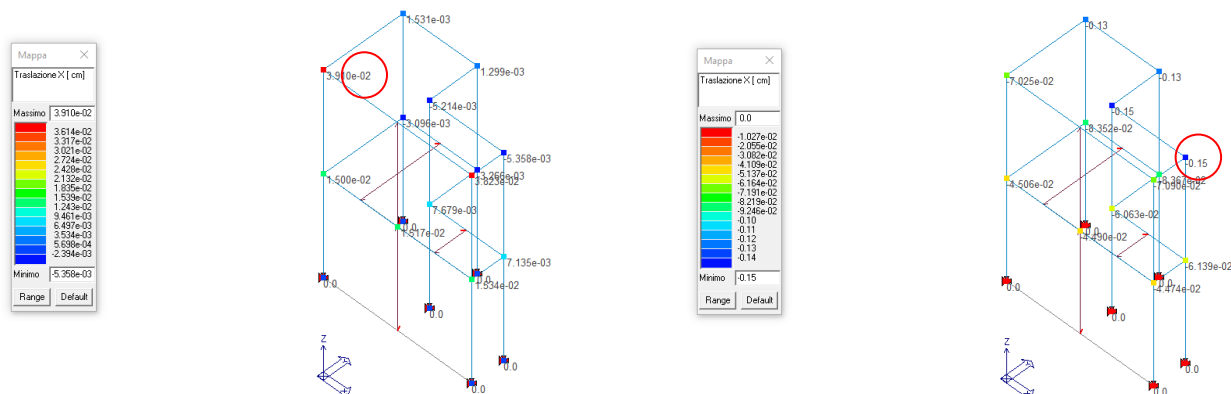


Fig. 4.2.4 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio



### IN DIREZIONE X



Spostamento struttura (max +):  $\delta x = +0.039\text{cm}$  (cmb 141 – SLE rara)  
Spostamento struttura (max -):  $\delta x = -0.15\text{cm}$  (cmb 140 – SLE rara)

Limite di deformabilità (tav.4.2.XIII):  $\delta/h$  (max)=  $1/300$   $h=3.50\text{m}$   $\delta_{\text{max}} = 1.167\text{ cm}$

Verifiche:

Spostamento struttura (max +):  $\delta x = +0.039\text{cm} < \delta_{\text{max}}$  **ok**  
Spostamento struttura (max -):  $\delta x = -0.15\text{cm} < \delta_{\text{max}}$  **ok**

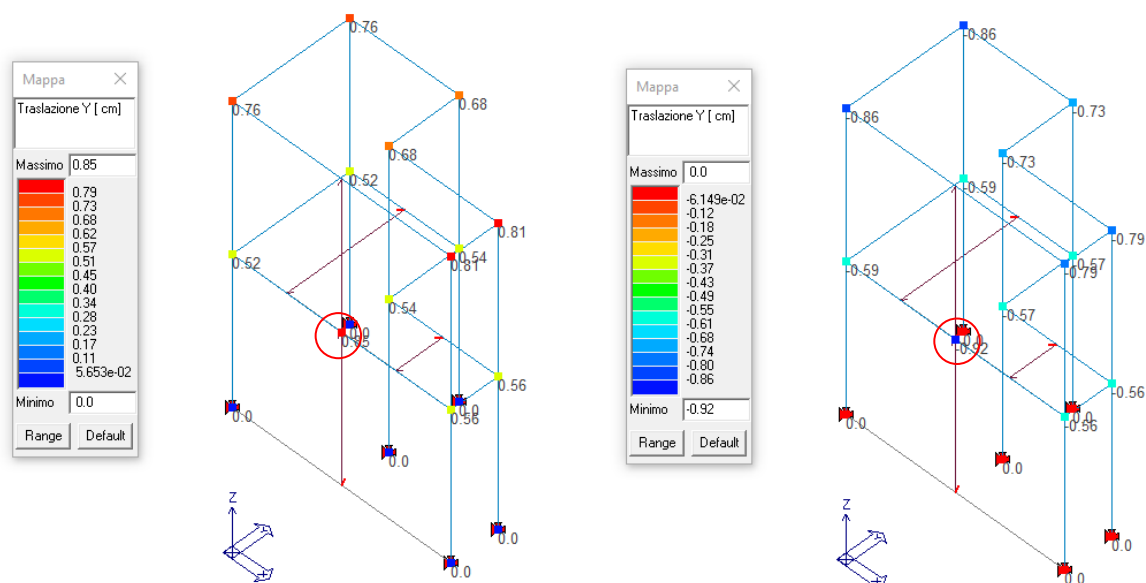
Lo spostamento massimo assoluto lungo la direzione X è sempre pari a 0,15cm avendo uno spostamento interpiano irrilevante.

$\Delta/H$  (max)=  $1/500$   $h=7,0\text{ m}$   $\Delta_{\text{max}} = 1.4\text{ cm}$

Verifiche:

Spostamento struttura (max +):  $\Delta x = +0.15\text{cm} < \Delta_{\text{max}}$  **ok**

### IN DIREZIONE Y



Dallo spostamento visualizzato al nodo superiore evidenziato, occorrerebbe togliere la quota parte di spostamento al piano inferiore, se si volesse considerare solo lo spostamento relativo, come indicato in fig. 4.2.4 NTC2018. Tuttavia trattandosi di spostamenti di piccola entità, si considera ugualmente il valore totale, essendo ampiamente verificato

Spostamento struttura (max +):  $\delta y = +0.85\text{cm}$  (cmb 128 – SLE rara)  
Spostamento struttura (max -):  $\delta y = -0.92\text{cm}$  (cmb 141 – SLE rara)

Limite di deformabilità (tav.4.2.XIII):  $\delta/h$  (max)= 1/300  $h=3.50\text{m}$   $\delta_{\text{max}} = 1.167\text{cm}$

Verifiche:

Spostamento struttura (max +):  $\delta y = +0.85\text{cm} < \delta_{\text{max}}$  **ok**  
Spostamento struttura (max -):  $\delta y = -0.92\text{cm} < \delta_{\text{max}}$  **ok**

$\Delta/H$  (max)= 1/500  $h=7,0\text{ m}$   $\Delta_{\text{max}} = 1.4\text{ cm}$

Verifiche:

Spostamento struttura (max +):  $\Delta x = -0.92\text{cm} < \Delta_{\text{max}}$  **ok**

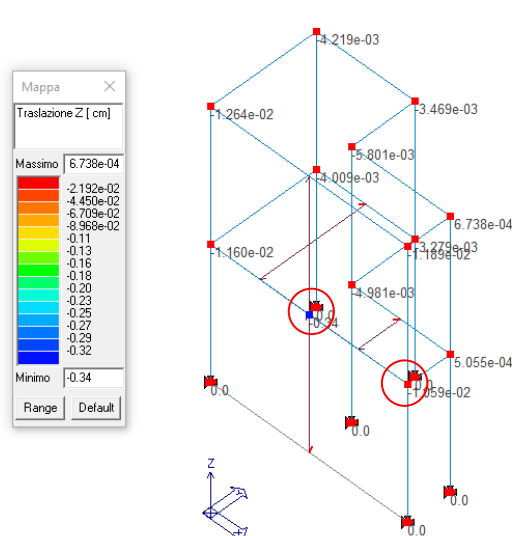
### **VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI**

Gli spostamenti visualizzati nei grafici rappresentano spostamenti massimi in mezz'ora dei singoli elementi strutturali, come richiesto dal §4.2.4.2.1.

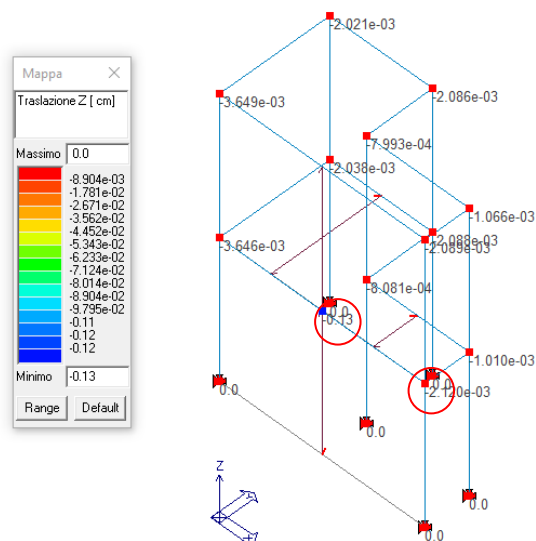
Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\text{max}}}{L}$	$\frac{\delta_s}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*



*Cmb SLE – Def. Massima elemento in acciaio*



*Solo carichi variabili – Def. Massima elemento in acciaio*

Lunghezza elemento: 250.0 cm  
Freccia massima 0,34 cm  
Freccia per carichi variabili 0,13 cm

$\delta_{max} = 0,34$  <  $L/250 = 1,00$  (tab. 4.2.XII) **OK**

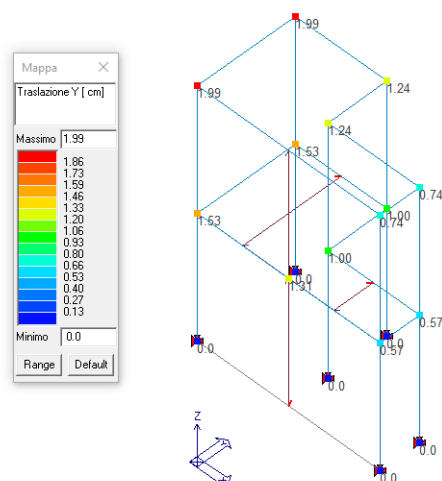
$\delta_2 = 0,13$  <  $L/300 = 0,833$  (tab. 4.2.XII) **OK**

### VERIFICA GIUNTO SISMICO

La nuova struttura sarà indipendente e non collegata al fabbricato esistente. Si manterrà una distanza di 8cm dal ballatoio del vano ascensore, al piano di arrivo interno del fabbricato.

Tale distanza è stata definita come somma degli spostamenti massimi in direzione Y, ossia per evitare il martellamento della nuova struttura metallica sul fabbricato esistente.

Lo spostamento massimo calcolato in cmb SLV 79 lungo la direzione Y è pari a 1,99cm.



Lo spostamento della struttura esistente è stato valutato rispettando le linee guida del D.M. 17/01/2018 §7.2.1 – “Distanza tra costruzioni contigue”.  
Valutazione spostamento struttura adiacente:

$$\frac{1}{100} \cdot h \cdot 2 \left( \frac{a_g \cdot S}{g} \right)$$

Con  $2 \left( \frac{a_g \cdot S}{g} \right) \leq 1$

$a_g/g = 0,276$        $F_0 = 2,56$      $S=1,00$      $h_{max} = 12,80$  m (cautelativamente per la stima dello spostamento)

$(1/100) \times h \times 2 (a_g/g) \times S = 3,53$  cm

La nuova struttura è stata verificata considerando un coefficiente di struttura  $q = 1,5$  considerandola non regolare né in pianta, né in altezza.

La determinazione di tali valori dello spostamento si ricava dalla seguente formula:

$d_E = \mu_d \cdot d_{Ee}$  [7.3.8 N.T.C. 2018]

dove:

$d_{Ee}$  = Spostamenti massimi ottenuti dall'analisi sismica allo SLV

$\mu_d = q$  se  $T_1 > T_c$  [7.3.9 N.T.C. 2018]

$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_c / T_1$  se  $T_1 < T_c$  [7.3.9 N.T.C. 2018]

e comunque in ogni caso  $\mu_d \leq 5 \cdot q - 4$  [7.3.9 N.T.C. 2018]

**Nel caso in esame si ha:**

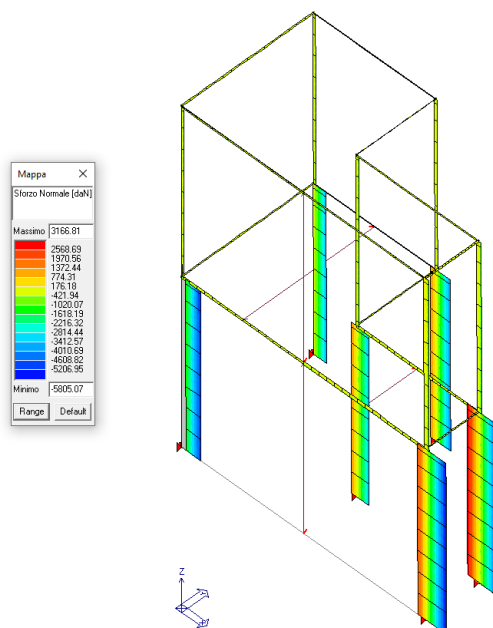
Direzione:	Y
Nodo:	10
Combinazione:	SLD
$d_{Ee}$ :	1,99 [cm]
$T_1$ :	0,993 [sec.]
$T_c$ :	0,574 [sec.]
$q$ :	1,5
$\mu_d$ :	1,50000
$d_{E1} = \mu_d \cdot d_{Ee} =$	2,99 [cm]

Pertanto la distanza tra le due costruzioni dovrà essere non inferiore al seguente valore:

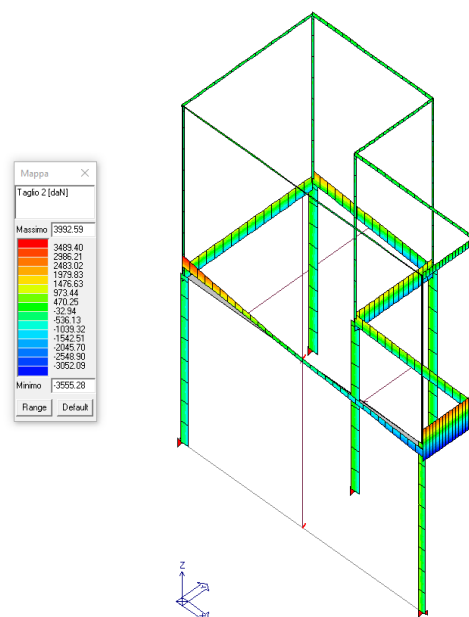
$d_{min} = 2,99 + 3,53 = 6,52$  cm

A favore di sicurezza si adotta una distanza di 8 cm circa.

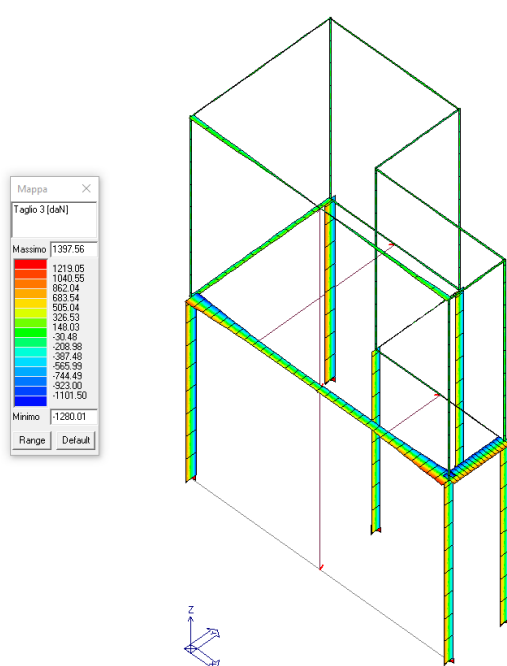
### SOLLECITAZIONI DI INVILUPPO SULLA STRUTTURA IN ACCIAIO



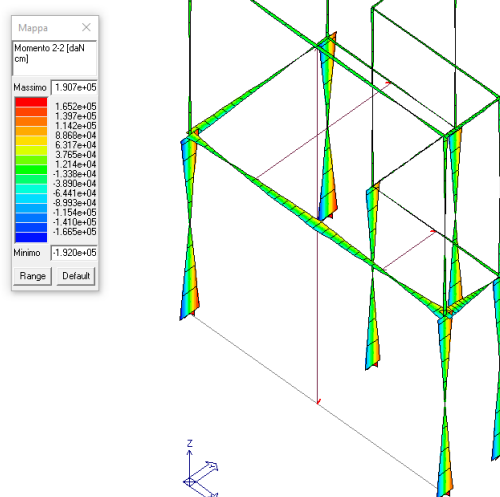
*Inviluppi sforzo normale*



*Inviluppi taglio 2*

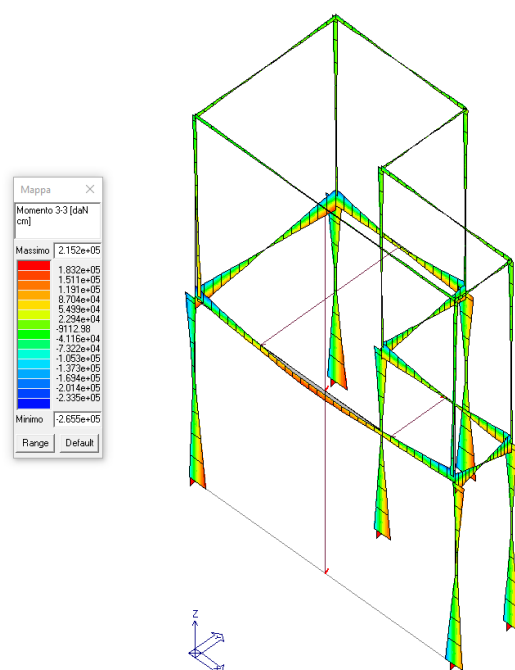


*Inviluppi taglio 3*



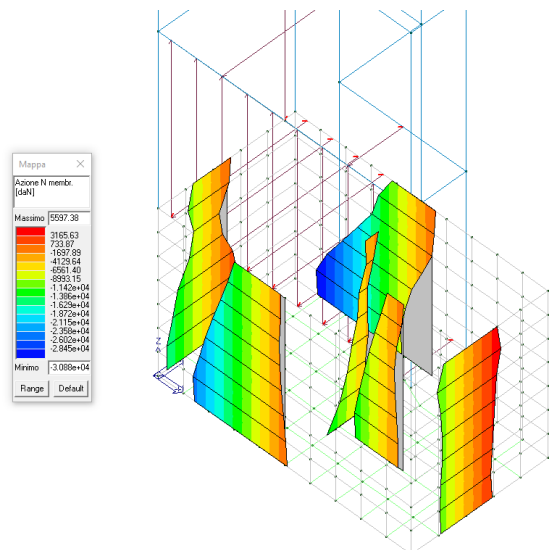
*Inviluppo momento M22*



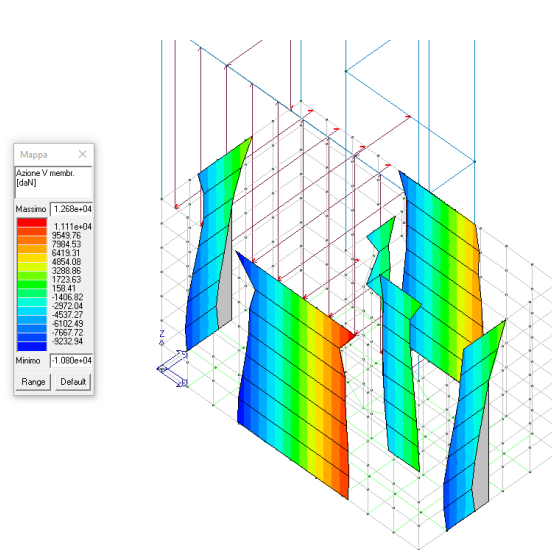


*Inviluppo momento M33*

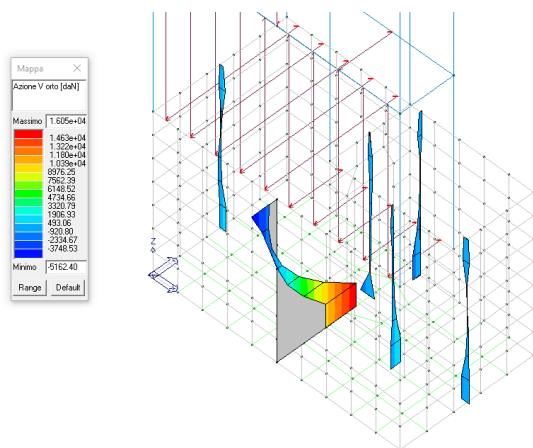
### **SOLLECITAZIONI DI INVILUPPO SULLA STRUTTURA IN C.A.**



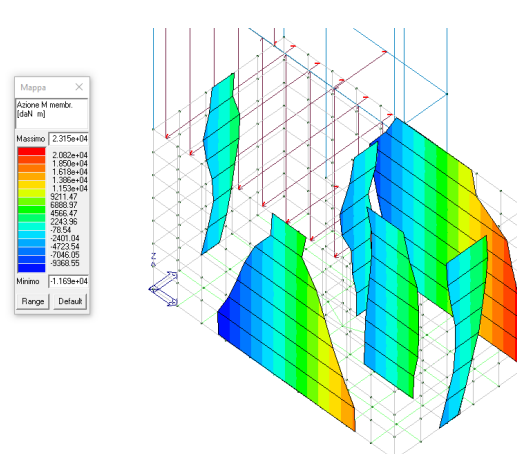
*Inviluppi sforzo normale*



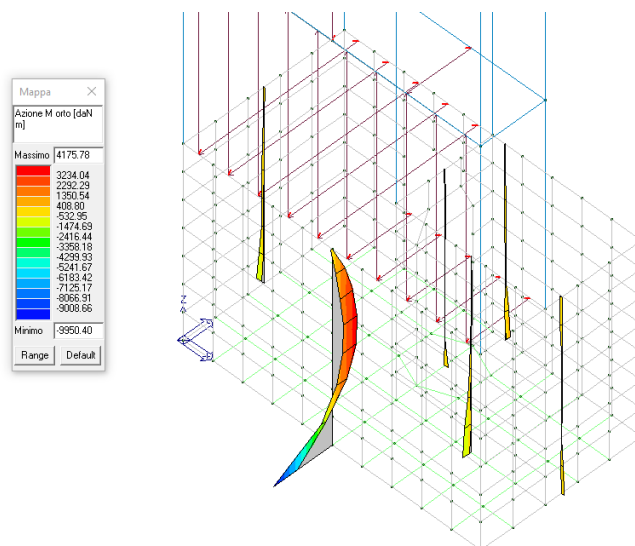
*Inviluppi taglio membranale*



*Inviluppo taglio ortogonale*



*Inviluppo momento membranale*

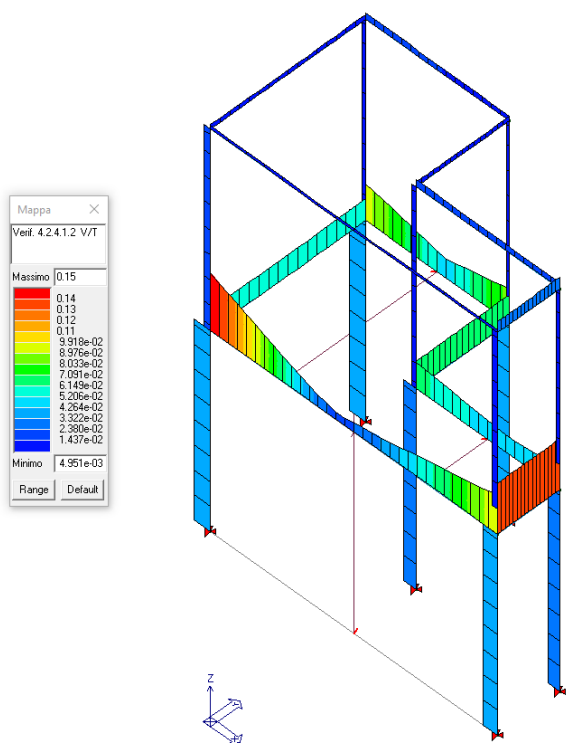


*Inviluppo momento ortogonale*

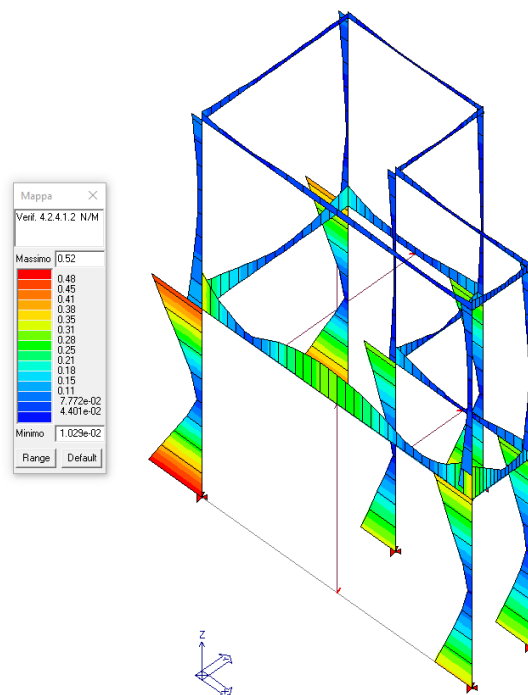
## RISULTATI DELLE VERIFICHE EFFETTUATE

In seguito si riportano le immagini delle principali verifiche degli elementi strutturali. Nella relazione di calcolo STR.03 sono riportati i tabulati di calcolo.

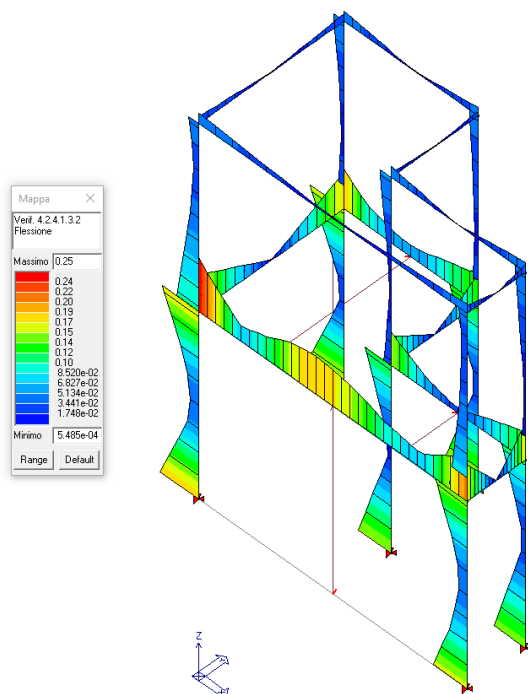
### Struttura metallica – SLU



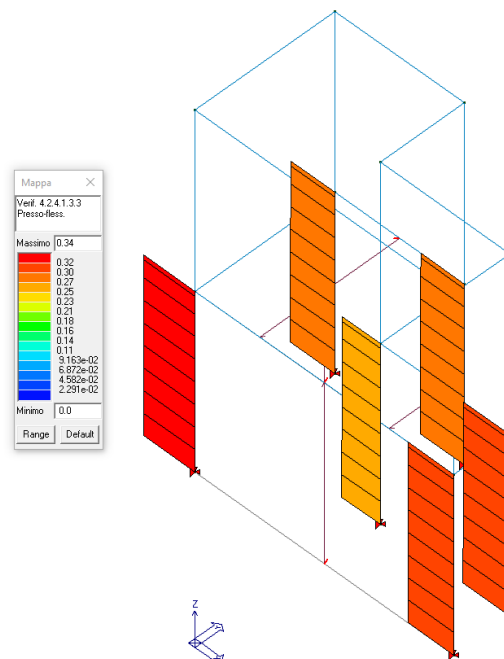
SLU - Verifica V/T



SLU - Verifica N/M

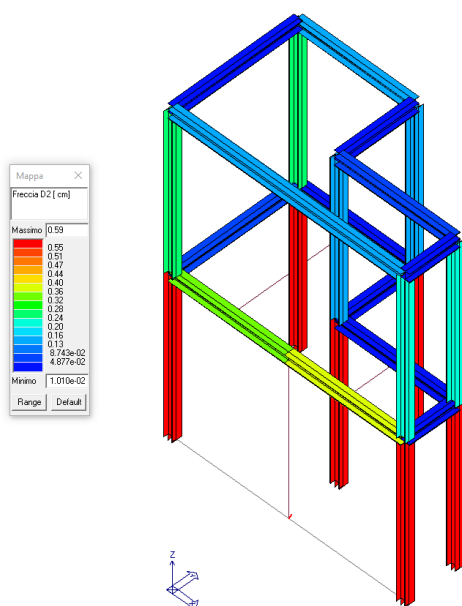


SLU - Verifica flessione

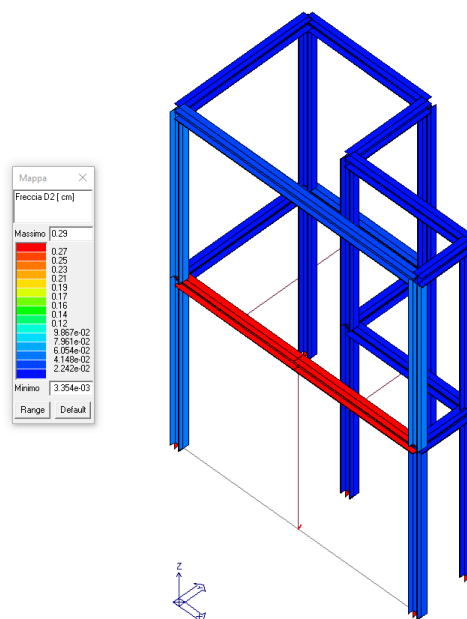


SLU - Verifica pressoflessione

*Struttura metallica – SLE (deformazioni)*



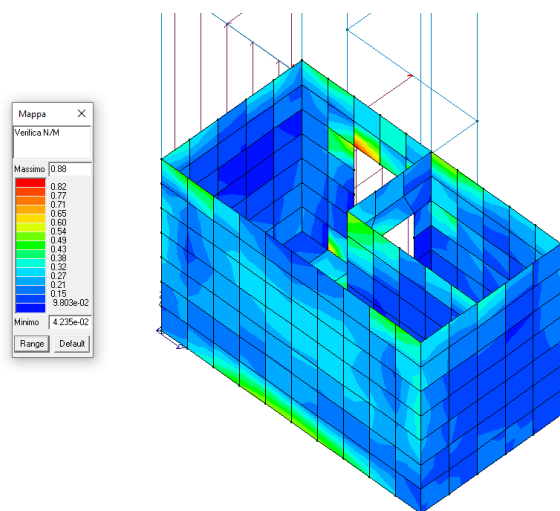
*SLE - Verifica freccia – pilastri*



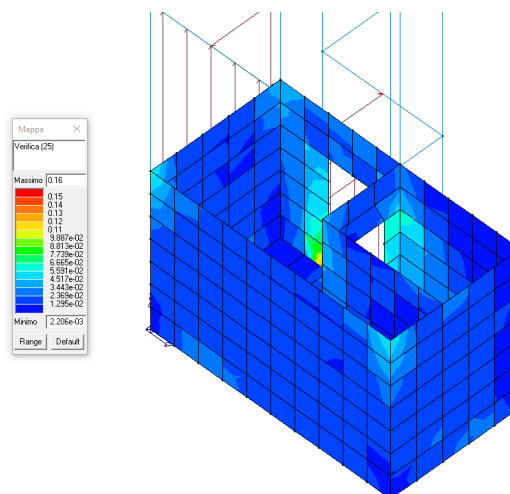
*SLE - Verifica freccia – travi*

*Verifica elementi in c.a.*

MODELLO 1

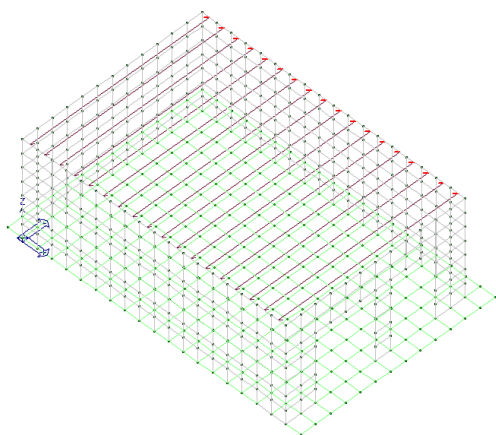


*SLU - Verifica N/M*

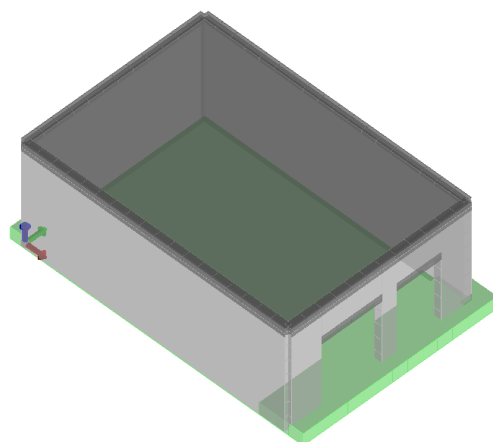


*SLU - Verifica (25)*

#### 1.16.4.3 – Locale tecnico

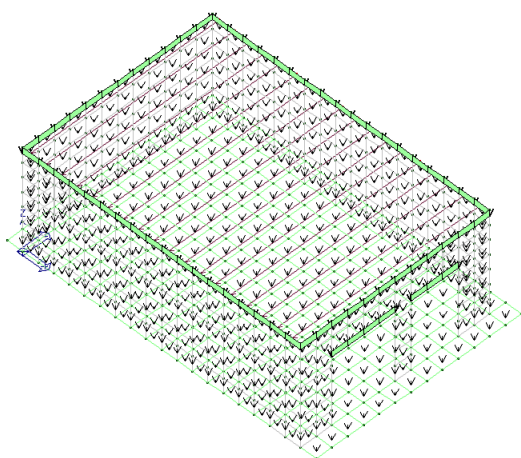


*Vista modello "a filo"*

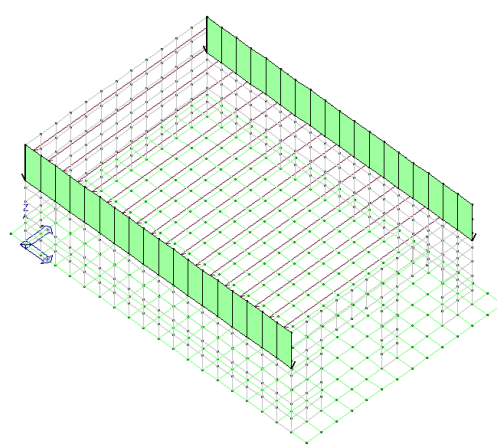


*Vista modello "solido"*

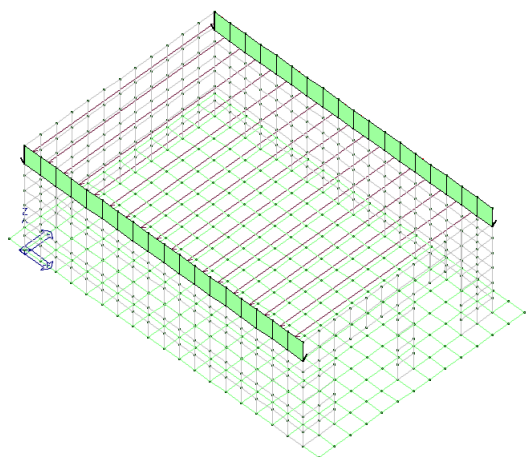
#### CARICHI TRASMESSI



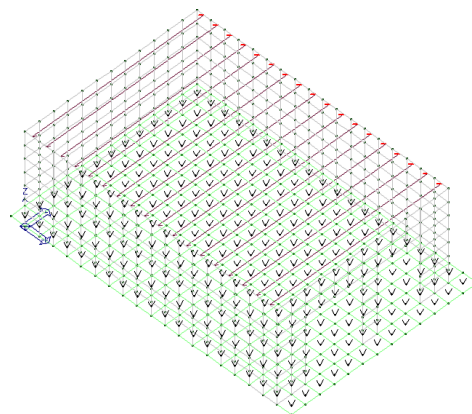
*Peso proprio della struttura*



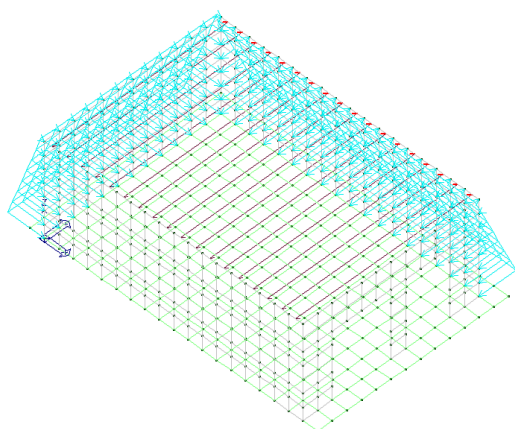
*Carico G1k permanente solai e coperture*



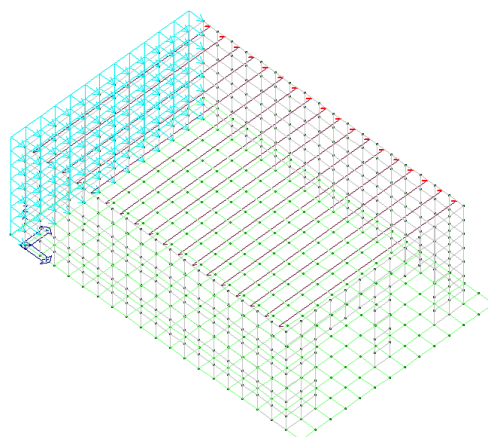
*Carico di esercizio  $Q_k$*



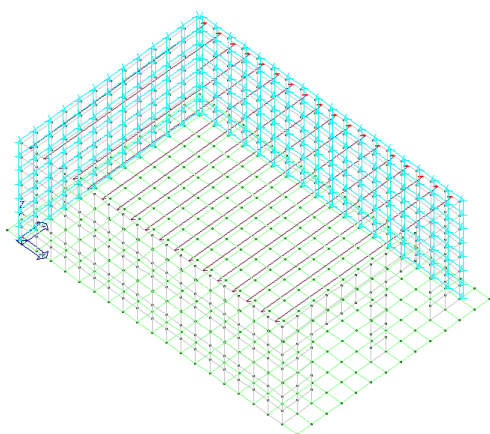
*Carico  $G_{1k}$  peso proprio sottofondo su platea*



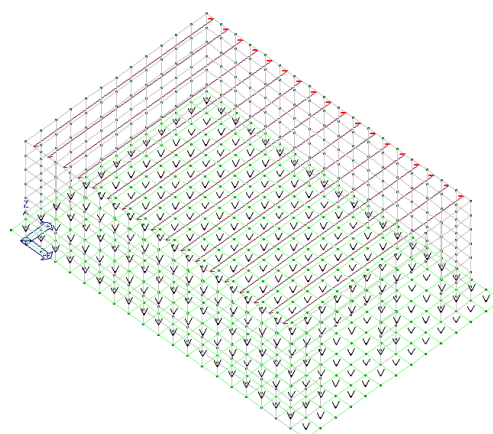
*Carico  $G_k$  spinta terreno*



*Carico  $E_{tk}$ : sovrappinta sismica terreno direzione x+*



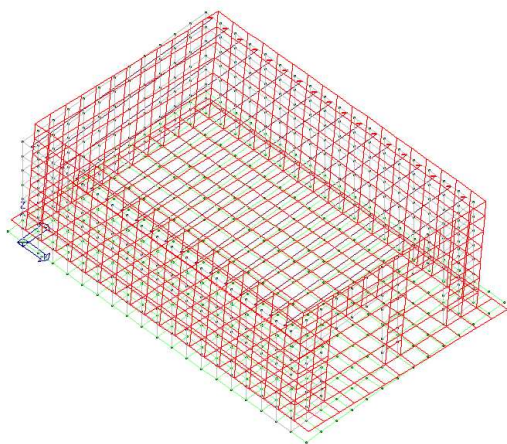
*Carico  $Q_k$  spinta terreno*



*Carico di esercizio  $Q_k$  sulla platea*

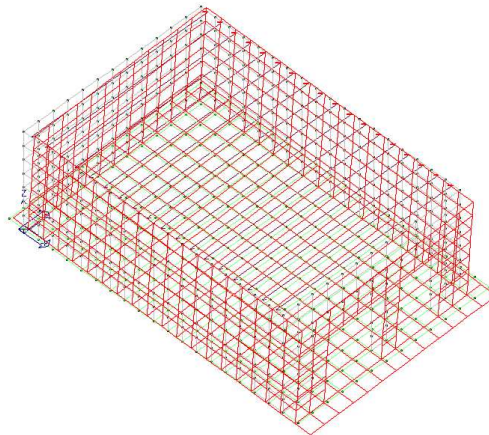


### MODI DI VIBRARE PRINCIPALI DELLA STRUTTURA



*Cmb di carico Ed (4) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

*Modo 1: frequenza=2.84 Hz – T= 0.35s*

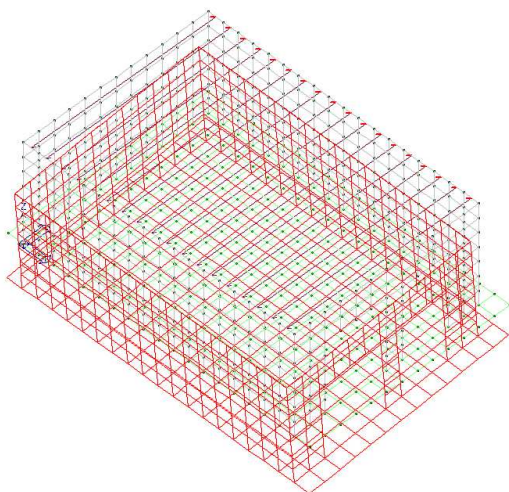


*Cmb di carico Ed (4) – SLU (alfa=0 – ecc.+)*

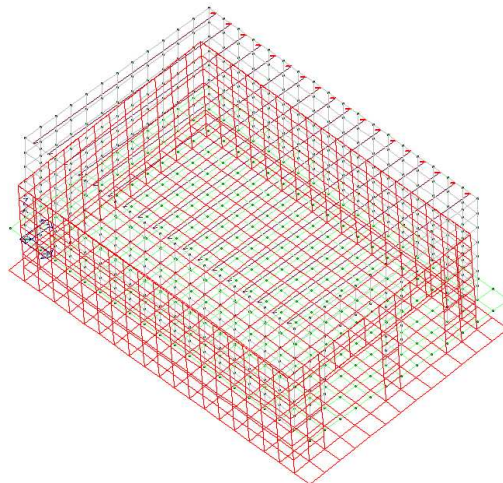
*Modo 2: frequenza=3.70 Hz – T= 0.27s*

### DEFORMATA FLESSIONALE

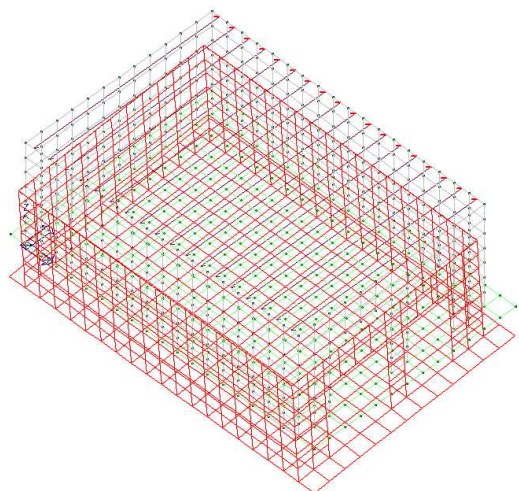
*In colore rosso è rappresentata la configurazione deformata nelle varie combinazioni riportate sotto l'immagine.*



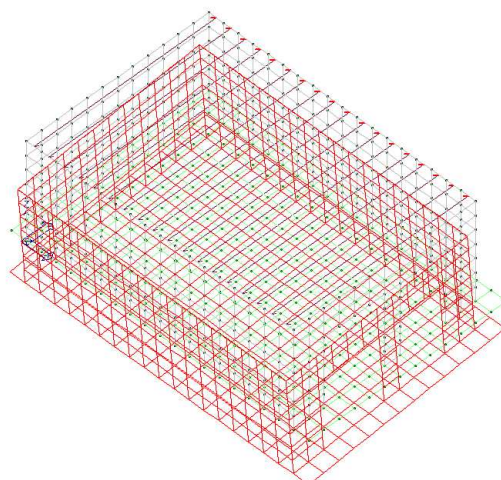
*Cm 96 – SLE rara (spostamento +X max)*



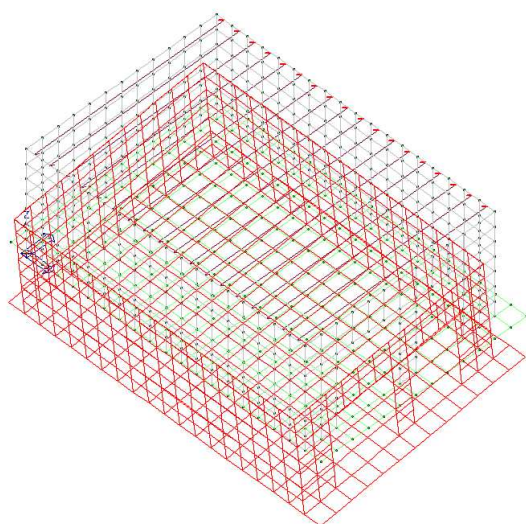
*Cmb 95 – SLE rara (spostamento -X max)*



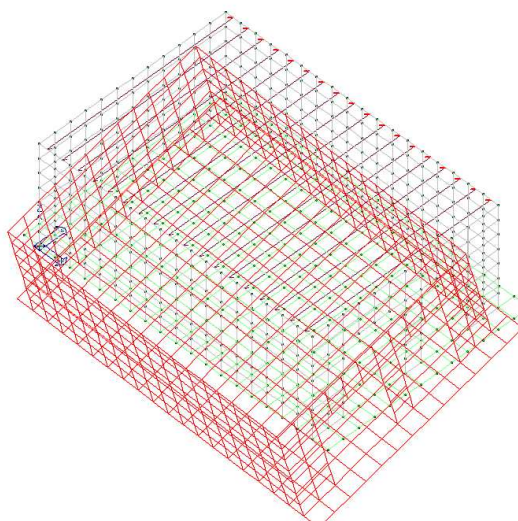
*Cmb 95 – SLE rara (spostamento +Y max)*



*Cmb 94 – SLE rara (spostamento -Y max)*



*Cmb 8 – SLU (deformazione massima)*



*Cmb 46 – SLV (deformazione massima)*

#### **VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI**

Gli spostamenti visualizzati nei grafici rappresentano spostamenti massimi assoluti e non relativi al singolo piano. Sono stati calcolati e riportati gli spostamenti massimi e minimi sia in direzione X, sia in direzione Y.

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

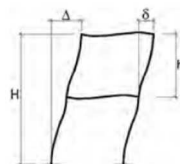
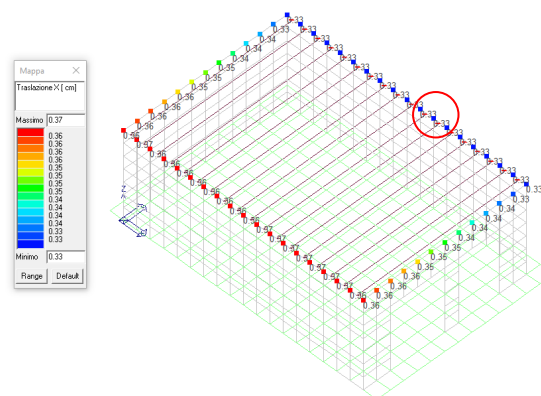
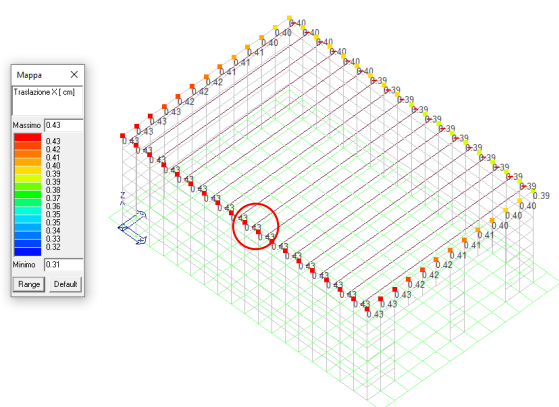


Fig. 4.2.4 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

### IN DIREZIONE X



Spostamento struttura (max +):  $\delta x = +0.43 \text{ cm}$  (cmb 96 – SLE rara)  
Spostamento struttura (max -):  $\delta x = +0.33 \text{ cm}$  (cmb 91 – SLE rara)

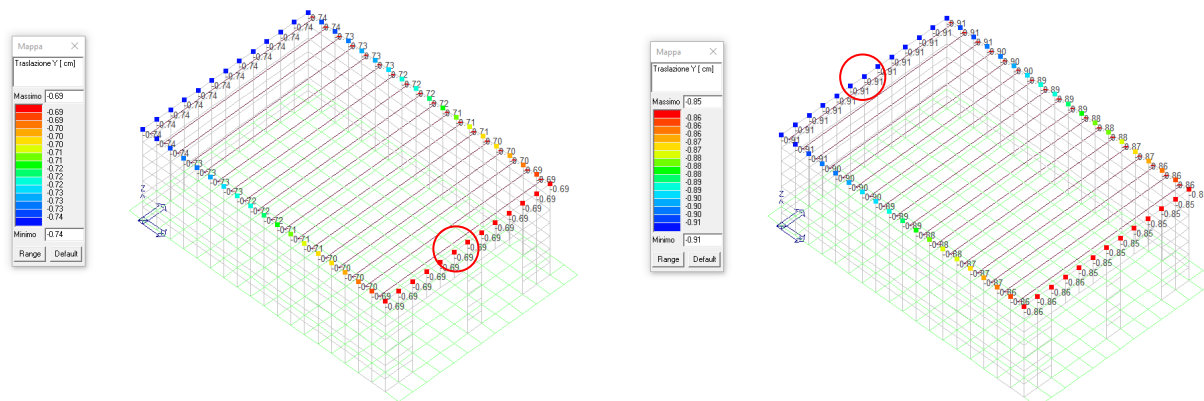
Limite di deformabilità (tav.4.2.XIII):  $\delta/h \text{ (max)} = 1/300$   $h = 3.30 \text{ m}$   $\delta_{\text{max}} = 1.10 \text{ cm}$

Verifiche:

Spostamento struttura (max +):  $\delta x = +0.43 \text{ cm} < \delta_{\text{max}}$  **ok**  
Spostamento struttura (max -):  $\delta x = +0.33 \text{ cm} < \delta_{\text{max}}$  **ok**



IN DIREZIONE Y



Dallo spostamento visualizzato al nodo superiore evidenziato, occorrerebbe togliere la quota parte di spostamento al piano inferiore, se si volesse considerare solo lo spostamento relativo, come indicato in fig. 4.2.4 NTC2018. Tuttavia trattandosi di spostamenti di piccola entità, si considera ugualmente il valore totale, essendo ampiamente verificato

Spostamento struttura (max +):  $\delta y = -0.69 \text{ cm}$  (cmb 91 – SLE rara)  
Spostamento struttura (max -):  $\delta y = -0.91 \text{ cm}$  (cmb 94 – SLE rara)

Limite di deformabilità (tav.4.2.XIII):  $\delta/h \text{ (max)} = 1/300$   $h = 3.30 \text{ m}$   $\delta_{\text{max}} = 1.10 \text{ cm}$

Verifiche:

Spostamento struttura (max +):  $\delta y = -0.69 \text{ cm} < \delta_{\text{max}}$  **ok**  
Spostamento struttura (max -):  $\delta y = -0.91 \text{ cm} < \delta_{\text{max}}$  **ok**

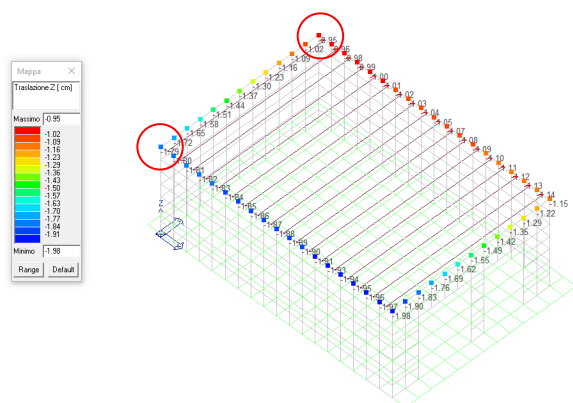
**VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI**

Gli spostamenti visualizzati nei grafici rappresentano spostamenti massimi in mezzeria dei singoli elementi strutturali, come richiesto dal §4.2.4.2.1.

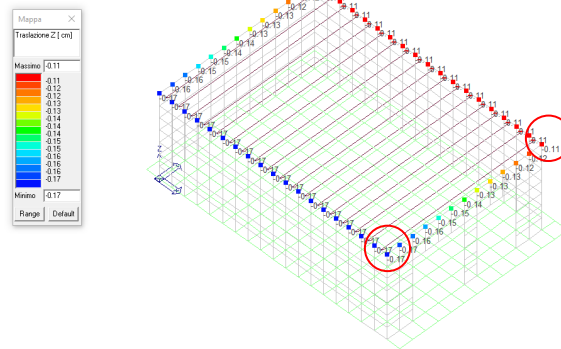
Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\text{max}}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*



*Cmb SLE – Def. Massima elemento in c.a.*



*Solo carichi variabili – Def. Massima elemento in c.a.*

Lunghezza elemento: 600.0 cm  
Freccia massima 0,84 cm  
Freccia per carichi variabili 0,06 cm

$\delta_{max} = 0,84$  <  $L/250 = 2,40$  (tab. 4.2.XII) **OK**

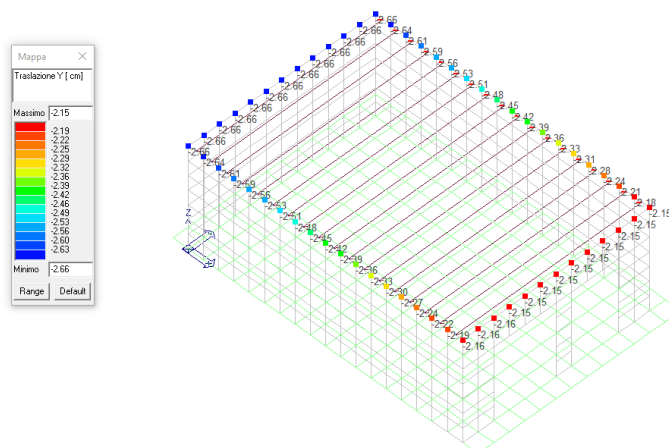
$\delta_2 = 0,06$  <  $L/300 = 2,00$  (tab. 4.2.XII) **OK**

### VERIFICA GIUNTO SISMICO

La nuova struttura sarà indipendente e non collegata al fabbricato esistente. Si manterrà una distanza di 6 cm tra i muri del fabbricato esistente e del vano tecnico.

Tale distanza è stata definita come somma degli spostamenti massimi in direzione Y, ossia per evitare il martellamento della nuova struttura metallica sul fabbricato esistente.

Lo spostamento massimo calcolato in cmb SLV 50 lungo la direzione Y è pari a 2,66cm.



Lo spostamento della struttura esistente è stato valutato rispettando le linee guida del D.M. 17/01/2018 §7.2.1 – “Distanza tra costruzioni contigue”.  
Valutazione spostamento struttura adiacente:

$$\frac{1}{100} \cdot h \cdot 2 \left( \frac{a_g \cdot S}{g} \right)$$

Con  $2\left(\frac{a_g \cdot S}{g}\right) \leq 1$

$a_g/g = 0,276$        $F_0 = 2,56$      $S=1,00$      $h_{max} = 10,50$  m (cautelativamente per la stima dello spostamento)

$(1/100) \times h \times 2 (a_g/g) \times S = 2,89$  cm

La nuova struttura è stata verificata considerando un coefficiente di struttura  $q = 1$  considerandola non regolare né in pianta, né in altezza.

La determinazione di tali valori dello spostamento si ricava dalla seguente formula:

$$d_E = \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8 \text{ N.T.C. 2018}]$$

dove:

$d_{Ee}$  = Spostamenti massimi ottenuti dall'analisi sismica allo SLV

$$\mu_d = q \text{ se } T_1 > T_c \quad [7.3.9 \text{ N.T.C. 2018}]$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_c / T_1 \text{ se } T_1 < T_c \quad [7.3.9 \text{ N.T.C. 2018}]$$

$$\text{e comunque in ogni caso } \mu_d \leq 5 \cdot q - 4 \quad [7.3.9 \text{ N.T.C. 2018}]$$

**Nel caso in esame si ha:**

Direzione:	Y
Nodo:	154
Combinazione:	SLD
$d_{Ee}$ :	2,66 [cm]
$T_1$ :	0,415 [sec.]
$T_c$ :	0,574 [sec.]
$q$ :	1
$\mu_d$ :	1,00000
$d_{E1} = \mu_d \cdot d_{Ee} =$	2,66 [cm]

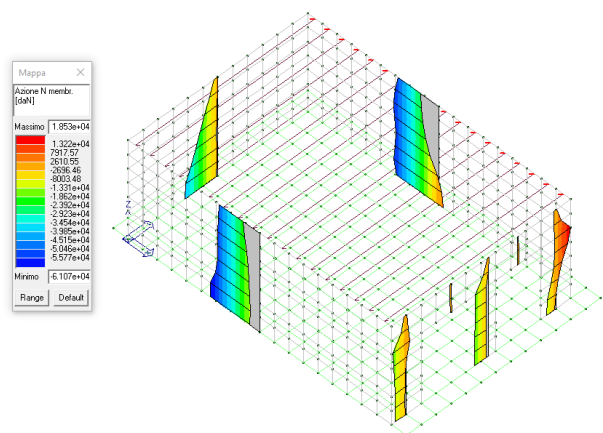
Pertanto la distanza tra le due costruzioni dovrà essere non inferiore al seguente valore:

$$d_{min} = 2,66 + 2,89 = 5,55 \text{ cm}$$

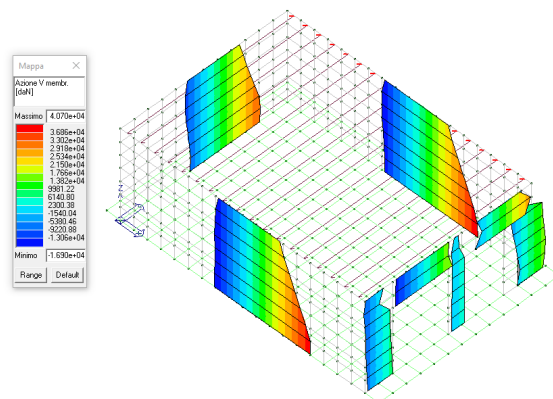
A favore di sicurezza si adotta una distanza di 6 cm circa.



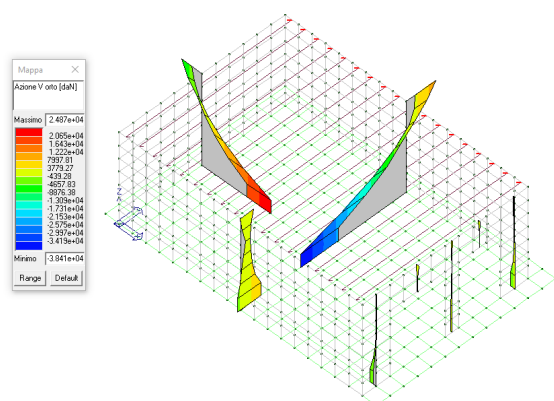
### SOLLECITAZIONI DI INVILUPPO SULLA STRUTTURA IN C.A.



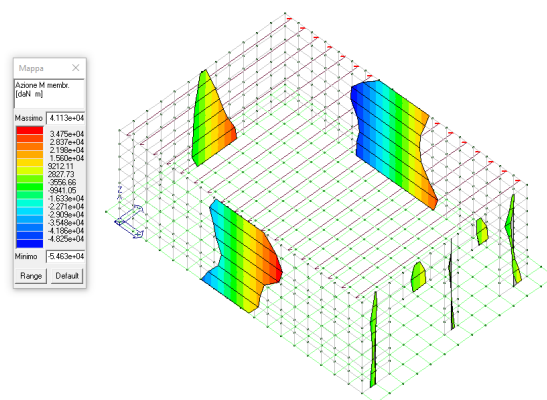
*Involuppi sforzo normale*



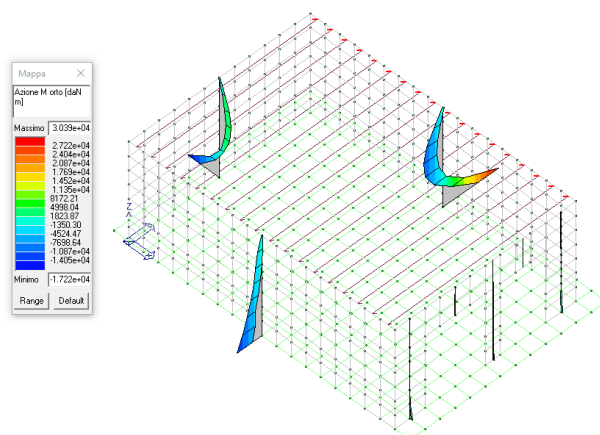
*Involuppi taglio membranale*



*Involuppi taglio ortogonale*



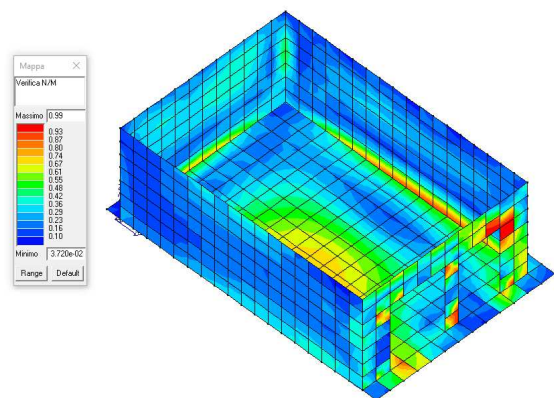
*Involuppo momento membranale*



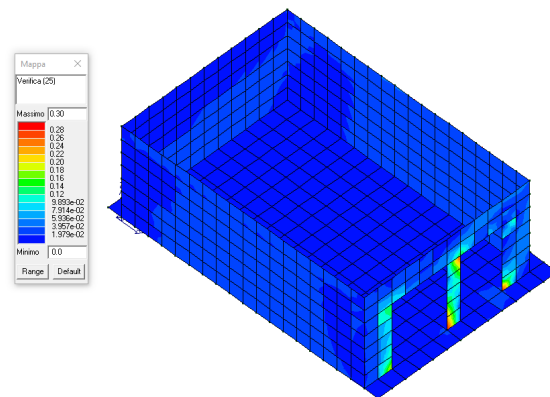
*Involuppo momento ortogonale*

## RISULTATI DELLE VERIFICHE EFFETTUATE

In seguito si riportano le immagini delle principali verifiche degli elementi strutturali. Nella relazione di calcolo STR.03 sono riportati i tabulati di calcolo.



SLU - Verifica N/M



SLU - Verifica (25)

## 1.17 – VERIFICA SOLAI ESISTENTI E CONSOLIDAMENTO TERZO SOLAIO

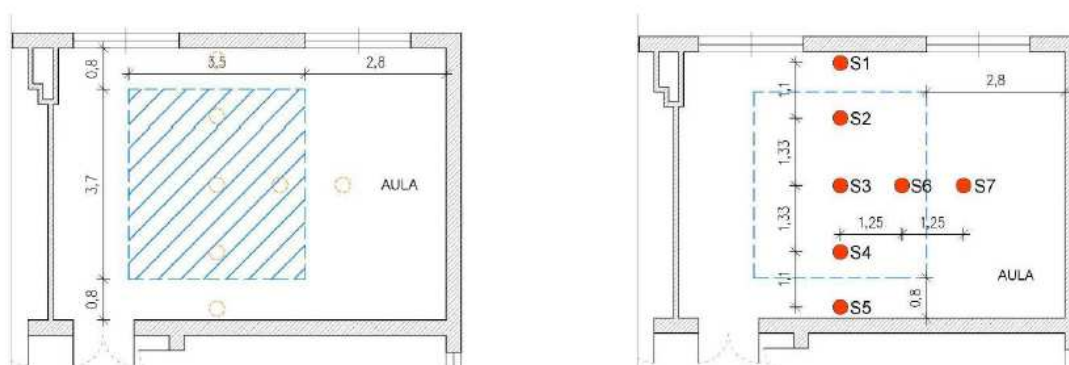
### 1.17.1 – Verifiche solai esistenti

I solai di piano sono di tipo laterocementizio con travetti in c.a.. Nel primo e nel secondo solaio è presente una soletta in c.a. con spessore 4 cm, mentre a piano sottotetto è presente una sola rasata di cls con spessore 2 cm.

Data la tipologia costruttiva risulta complicato determinare analiticamente la reale portata di tali solai.

Al fine di determinare la portata delle principali campate / tipologie di solaio è stata effettuata una prova di carico.

La prova di carico è stata effettuata andando a posizionare all'intradosso del solaio tra piano rialzato e primo gli stativi di sostegno ai trasduttori di spostamento ed all'estradosso la vasca di carico di dimensione 3,50 x 3,70 m secondo lo schema riassunto nelle seguenti immagini.



Piazzamento della zavorra (a livello estradosso del solaio) e dei trasduttori di spostamento (all'intradosso)

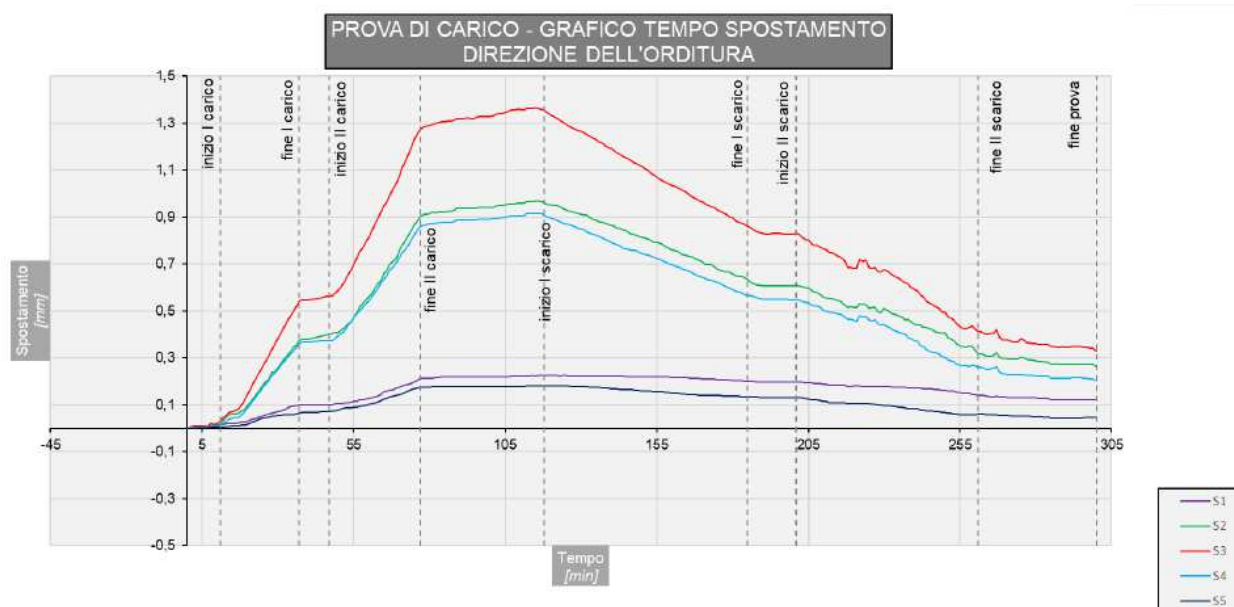
Il posizionamento dei sensori da S1 a S5 è stato fatto in corrispondenza della mezzeria di un travetto, i sensori S6 ed S7 sono stati posti trasversalmente a distanza di 1,25 m ciascuno dal sensore S3.

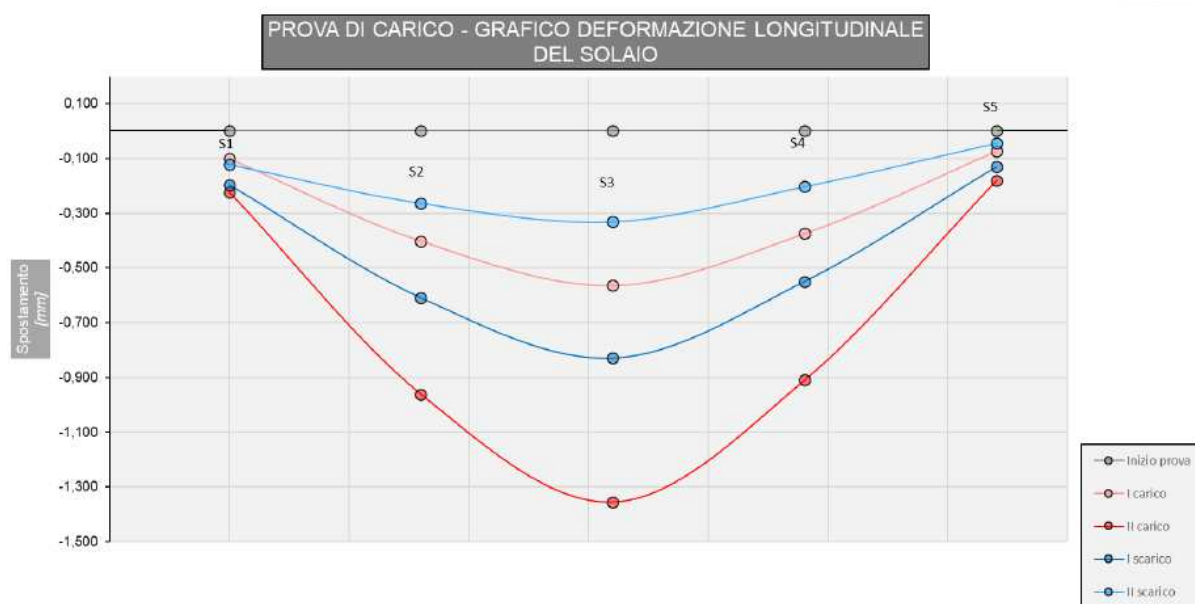
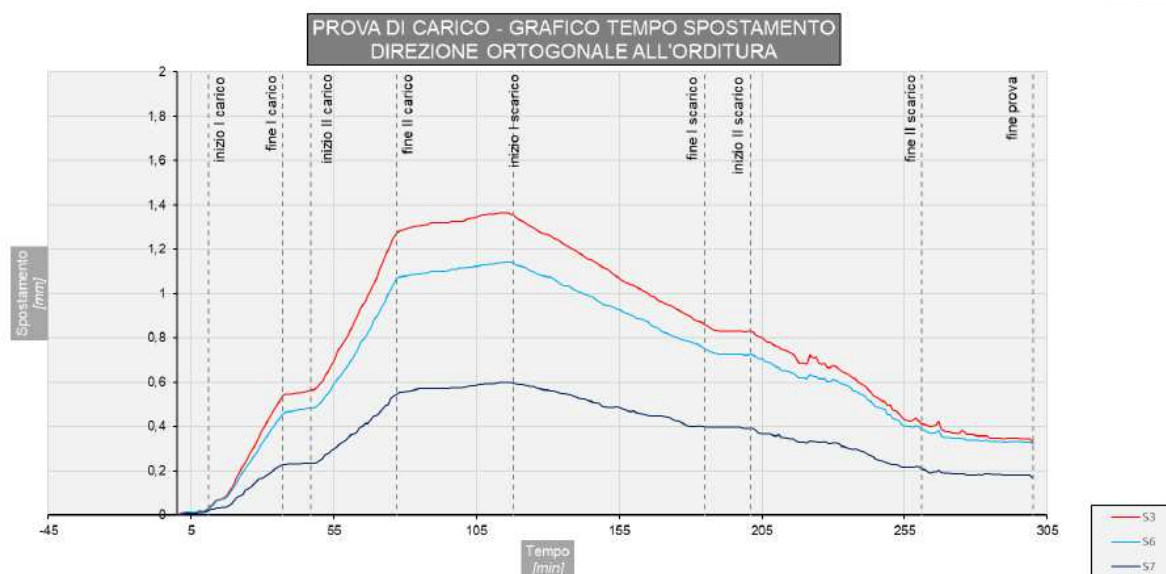
Di seguito si riportano delle tabelle riassuntive con all'interno le frecce massime rilevate ed i carichi riportati sul solaio. In accordo con la scrivente sono stati immessi nel serbatoio flessibile 4820 litri (pari a circa 3,0 KN/m<sup>2</sup>) in due step di carico. Tale carico è stato determinato assimilando l'elemento ad una trave di larghezza unitaria caricata per una luce parziale di 3,70 m (lunghezza saccone) e andando a calcolare il carico uniformemente distribuito che genera le stesse deformazioni di quello applicato, tenendo conto della fascia collaborante rilevata in modo sperimentale e del grado di vincolo dell'elemento.

Tempo relativo	Step	Volume [l]	Carico q [kN/m <sup>2</sup> ]	S1 [mm]	S2 [mm]	S3 [mm]	S4 [mm]	S5 [mm]	S6 [mm]	S7 [mm]	T [°C]
0	inizio prova	0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	19,128
11	inizio I carico	0	0,00	0,016	0,016	0,032	0,014	0,005	0,028	0,019	19,399
37	fine I carico	2000	1,28	0,099	0,373	0,539	0,361	0,066	0,459	0,229	18,792
47	inizio II carico	2000	1,28	0,100	0,402	0,564	0,374	0,073	0,482	0,234	19,521
77	fine II carico	4820	3,00	0,212	0,903	1,274	0,860	0,175	1,072	0,547	19,829
118	inizio I scarico	4820	3,00	0,224	0,962	1,355	0,910	0,182	1,137	0,598	20,134
185	fine I scarico	2000	1,28	0,199	0,634	0,862	0,566	0,134	0,750	0,400	20,567
201	inizio II scarico	2000	1,28	0,197	0,610	0,829	0,549	0,131	0,725	0,392	20,503
261	fine II scarico	0	0,00	0,140	0,316	0,412	0,261	0,060	0,384	0,206	20,587
300	fine prova	0	0,00	0,123	0,263	0,330	0,203	0,045	0,323	0,165	20,470
Abbassamento massimo [mm]				0,224	0,967	1,364	0,915	0,182	1,140	0,600	
Tempo [min]				121	116	116	116	116	116	115	

Prova di carico, tabella riassuntiva.

Come visibile dalla tabella riassuntiva riportata in seguito, l'abbassamento massimo è stato rilevato a pieno carico in corrispondenza del sensore S3. Gli step di scarico sono stati eseguiti in maniera speculare a quelli di carico cioè fino alla metà della capienza massima (4820 litri) e, successivamente, si è provveduto a scaricare completamente il solaio, sempre in due step. Il grado di vincolo medio agli appoggi stimato a pieno carico risulta essere prossimo al **semi incastro**.







Luce solaio                      5.30 m  
Deformazione massima        1.364 mm        (L / 3885)        OK

**Come si evince dalle tabelle sopra riportate, le deformazioni rilevate sono inferiori ad L/500 per tutte le campate. Tutti i solai risultano quindi idonei all'uso per cui sono destinati.**



### 1.17.2 – Consolidamento terzo solajo

[illegible]

La soluzione proposta e i dati riportati vengono forniti esclusivamente a titolo di servizio tecnico-commerciale nell'ambito della attività di vendita esercitata da Laterlite S.p.A.; essi non costituiscono specifica tecnica e sono puramente indicativi in quanto risultanti dalla elaborazione dei dati base di "input" (a titolo esemplificativo: tipologia di solaio, carichi applicati, modalità di fissaggio del connettore, sostegno del solaio, etc.) forniti dal Cliente. Laterlite S.p.A. è azienda unicamente fornitrice dei materiali per uso professionale e non può ad alcun titolo ritenersi responsabile della correttezza e adeguatezza del dimensionamento della sezione composta e della relazione tecnica allo specifico intervento nel quale il Cliente intende utilizzare gli elementi di consolidamento. Sono di esclusiva competenza e responsabilità del Cliente la valutazione e la verifica di adeguatezza, congruità, adattabilità e utilizzabilità del presente documento tecnico all'impiego previsto; il Cliente solleva ed esonera pertanto Laterlite S.p.A. da ogni responsabilità al riguardo. La presente relazione tecnica non può in alcun modo essere utilizzata per il deposito presso gli Uffici Tecnici competenti.

La verifica di correttezza e adeguatezza della relazione tecnica allo specifico intervento nel quale il Cliente intende utilizzare gli elementi di consolidamento deve sempre essere valutata e certificata da un professionista tecnico abilitato ai sensi di legge.

[illegible]

*STR.01. Illustrazione sintetica degli elementi essenziale del progetto strutturale*

*STR.01. Illustrazione sintetica degli elementi essenziale del progetto strutturale*

### 1.17.2.1 – Verifica sismica della soletta in c.a.

La presente verifica si propone di analizzare la resistenza delle solette di piano dei getti di completamento sommitali dei solai. La verifica viene effettuata sulla dimensione maggiore tra i campi di solaio presenti nella costruzione e contempla la forza sismica orizzontale determinata moltiplicando il carico verticale valutato agli SLV (massa sismica) per lo spettro di progetto ( $S_d(T) = 0,278$ ). Tale operazione consente di valutare l'azione orizzontale per ogni metro di sviluppo della trave sottile oggetto di verifica.

Nella fattispecie la luce di solaio di dimensioni maggiori, con carico variabile di esercizio, risulta essere pari a 6,00 m. La sezione di verifica è costituita da una trave di base 4 cm (spessore soletta) e altezza 1,00 m (larghezza unitaria su cui è stato determinato il q verticale e di conseguenza la spinta orizzontale che costituisce il q orizzontale per la verifica della trave). I vincoli alle due estremità di detta trave sono stati considerati, a favore di sicurezza, come cerniere. Nella soletta sarà inglobata rete elettrosaldata  $\phi 6$  mm con maglia 20x20 cm.

Peso proprio e carico permanente solaio =  $260 \text{ kg/m}^2$

Carico permanente n.c.d. =  $110 \text{ kg/m}^2$

Carico di esercizio =  $50 \text{ kg/m}^2$

Considerando una larghezza unitaria (1,0 m) si ha:

$g_k = 370 \text{ kg/m}$  (i carichi permanenti vengono contemplati insieme)

$q_k = 50 \text{ kg/m}$

Massa sismica =  $q_{\text{sism}} = 370 + 50 \cdot 0,0 (\Psi_{21}) = 370 \text{ kg/m}$

$f_h = q_{\text{orizzontale}} = q_{\text{sism}} \cdot S_d(T) = 370 \cdot 0,278 = 103 \text{ kg/m}$

$M_{Ed} = qL^2/12 = 103 \cdot 6,00^2 / 8 = 464 \text{ kgm}$

L'azione di momento flettente, come prescritto dalle NTC2008, viene incrementata del 30%.

$M_{Ed} = 464 \cdot 1,3 = 603 \text{ kgm}$

Di seguito si determina, tramite il programma del Prof. Gelfi, il momento resistente della sezione di soletta.

**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**N° strati barre:** 5 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	4	100	1	0.28	10
			2	0.28	30
			3	0.28	50
			4	0.28	70
			5	0.28	90

**Sollecitazioni**

S.L.U. **Metodo n**

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 6.03 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

**B450C** **C20/25**

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  11.33 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 [?]  $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.5333  $\tau_{c1}$  1.686

**M<sub>xRd</sub>** 24.11 kNm  
 $\sigma_c$  -11.33 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  $\epsilon_s$  24.35 ‰  
d 90 cm  
x 11.31 x/d 0.1257  
 $\phi$  0.7

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
M-curvatura  
☐ Precompresso

$M_{Rd} = 2411 \text{ daN}\cdot\text{m} > M_{Ed} = 603 \text{ daN}\cdot\text{m}$

**Verifica soddisfatta**

### 1.17.3 – Verifica Soletta vano ascensore

#### RELAZIONE DI CALCOLO. DIMENSIONAMENTO TRAVI MISTE ACCIAIO E CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA.

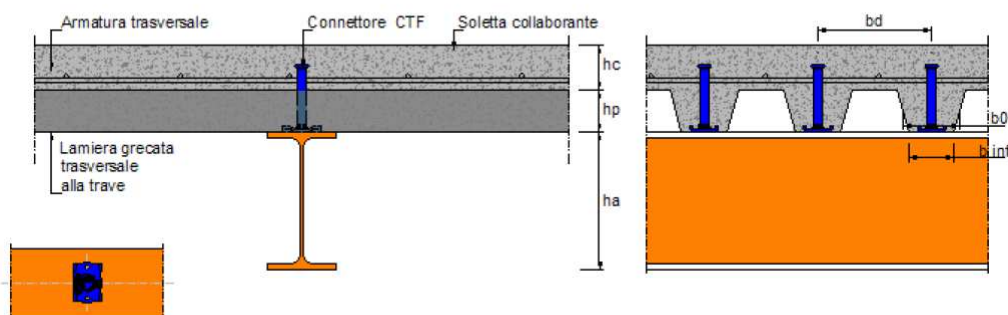
Normativa di riferimento: NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004

Versione programma: 5.0.0.0

Riferimento per le caratteristiche meccaniche dei connettori: Valutazioni Tecniche Europee ETA-18/0447 ed ETA-18/0355.

Progetto:  
Progettista:  
Solaio:

Tipologia	<b>Soletta su lamiera perpendicolare ai profili.</b> <b>Trave puntellata</b> <b>Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti.</b> <b>Ambiente: secco</b>  <b>Limite all'inflessione <math>\Delta = L / 300</math></b> <b>Limite all'inflessione finale = <math>L / 250</math></b>		Coefficienti di sicurezza	DM17/01/2018
Geometria	<b>Luce di calcolo:</b> 287.0 cm <b>Interasse travi: (b)</b> 205.0 cm <b>Spessore soletta: (hc)</b> 5.0 cm  <b>Altezza lamiera grecata: (hp)</b> 5.5 cm <b>Largh. media nervatura: (b0)</b> 7.50 cm <b>Largh. inferiore nerv.: (binf)</b> 6.15 cm <b>Interasse nervature: (bd)</b> 15.0 cm		Profilo metallico	<b>Azioni - Permanenti:</b> 1.30 <b>Azioni - Perm. non strutturali:</b> 1.30 <b>Azioni - Variabili:</b> 1.50 <b>Materiali - Acciaio:</b> 1.05 <b>Materiali - Calcestruzzo:</b> 1.50 <b>Materiali - Connettori:</b> 1.25 <b>Materiali - Acciaio per barre:</b> 1.15 <b>Materiali - Lamiera Grecata:</b> 1.10
Cis	<b>Leca CLS 1800</b> <b>fck:</b> 41 N/mm <sup>2</sup> <b>Rck:</b> 45 N/mm <sup>2</sup> <b>Peso specifico:</b> 19.5 kN/m <sup>3</sup> <b>Ecm:</b> 25000 N/mm <sup>2</sup>		Acciaio	<b>S275</b> <b>fy:</b> 275 N/mm <sup>2</sup>  <b>Es</b> 210000 N/mm <sup>2</sup>
Carichi	<b>Peso proprio:</b> 1.87 kN/m <sup>2</sup> <b>Altri permanenti di 1° fase:</b> 0.00 kN/m <sup>2</sup> <b>Sottotondo:</b> 0.60 kN/m <sup>2</sup> <b>Pavimento:</b> 0.40 kN/m <sup>2</sup>		Tramezzi:	0.00 kN/m <sup>2</sup>
			Altri:	0.00 kN/m <sup>2</sup>
			Variabili	4.00 kN/m <sup>2</sup>





Fase 1+2 - Sezione mista - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista: 1  
Base efficace (B<sub>eff</sub>): 71.8 cm  
Asse neutro el. da estradosso: 15.0 cm  
Momento sollecitante - M<sub>Ed</sub>: 20.5 kNm  
Momento resistente - M<sub>Rd</sub>: 21.3 kNm  
Verifica momento: 0.96

Calcolo elastico  
Azioni: 19.96 kN/m  
Altezza totale: 29.5 cm  
Taglio sollecitante - V<sub>Ed</sub>: 28.6 kN  
Taglio resistente V<sub>Rd</sub>: 186.7 kN  
Verifica taglio: 0.15

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 Controfreccia iniziale: 0.0 mm  
Delta 1 Peso proprio + Carico Permanente: 0.2 mm  
Delta 2 Carico variabile + Effetto viscosità: 0.5 mm  
Delta 2 Effetto ritiro cls: 1.1 mm  
Delta 2 Totale: 1.6 mm  
Delta Finale Totale: 1.8 mm

= L / 1820  
= L / 1594

Asse neutro elastico dall'estradosso cls: 15.0 cm  
Coeff. di omogeneizzazione - n  
Momento di inerzia sezione omog. - I  
Incremento freccia per interazione incompleta: 1.0  
Frequenza fondamentale naturale: 27.8 Hz

- istantaneo: 8.40  
- istantaneo: 11074.1 cm<sup>4</sup>  
- a tempo infinito: 16.80  
- a tempo infinito: 8418.8 cm<sup>4</sup>

calcolata con combinazione frequente. psi = 0.7

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica

N<sub>c</sub> Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di calcolo (kN): 68  
N<sub>c,f</sub> Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di completo ripristino di resistenza (kN): 823  
N<sub>c,el</sub> Compressione nella soletta in calcestruzzo corrispondente al massimo momento elastico M<sub>el</sub>, R<sub>d</sub> (kN): 484

Tipo Connettore: CTF 12/90  
Altezza: 90 mm  
Resistenza del connettore - P<sub>Rd</sub>: 31.90 kN  
Coeff. riduttivo relativo ad 1 conn. per nerv. k: 0.61  
Coeff. riduttivo relativo a 2 o più conn. per nerv. k<sub>2</sub>: 0.43  
Resistenza connettore con 1 conn. per nerv. P<sub>Rd</sub> \* k: 19.38 kN  
Resistenza connettore con più di 1 conn. per nerv. P<sub>Rd</sub> \* k<sub>2</sub>: 13.70 kN  
Connettore duttile Distribuzione connettori elastica variabile

Posizionamento connettori:	Nervature per trave	Connettori per trave	-
Distribuzione uniforme:	19	14	-
-- alternativa --	Nervature per settore	Connettori per settore	-
Distribuzione variabile:	settore a sinistra	5	4
	settore centrale	9	4
	settore a destra	5	4
	Totale		12

Fase 1+2 - sezione mista - armatura trasversale in acciaio B450C

Soletta Armatura trasversale soletta: 1.2 cm<sup>2</sup>/m

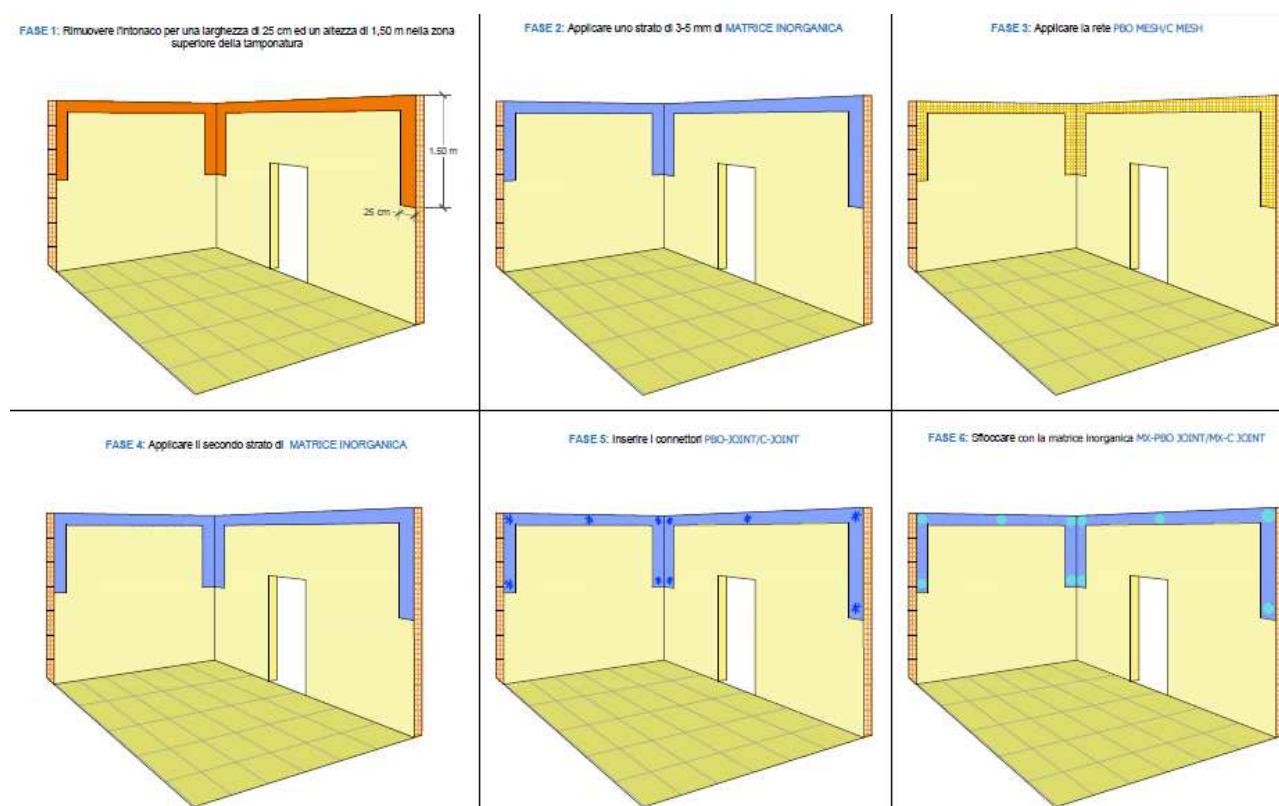
## 1.18 – VERIFICA ELEMENTI SECONDARI

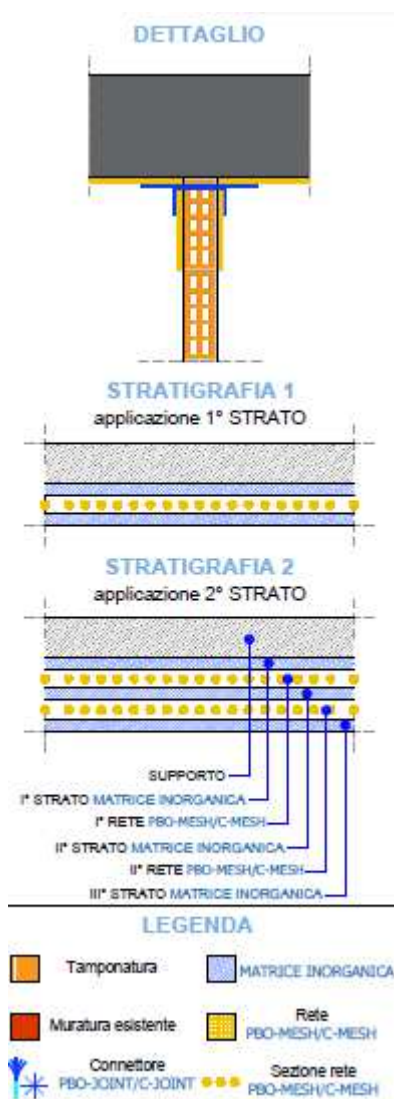
### 1.18.1 – Verifica delle pareti divisorie interne di nuova realizzazione

Al fine di impedire i ribaltamenti delle pareti divisorie di nuova realizzazione, verranno inserite leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm come previsto nella circolare del 21/01/2019 n°7/C.S.LL.PP. al §7.3.6.2.

### 1.18.2 – Consolidamento pareti divisorie esistenti

Nelle pareti divisorie interne, che non sono oggetto di demolizione e ricostruzione, si prevede l'installazione di appositi presidi antiribaltamento certificati costituiti da FRCM con matrice inorganica e fibra lunga come da schema di seguito riportato.





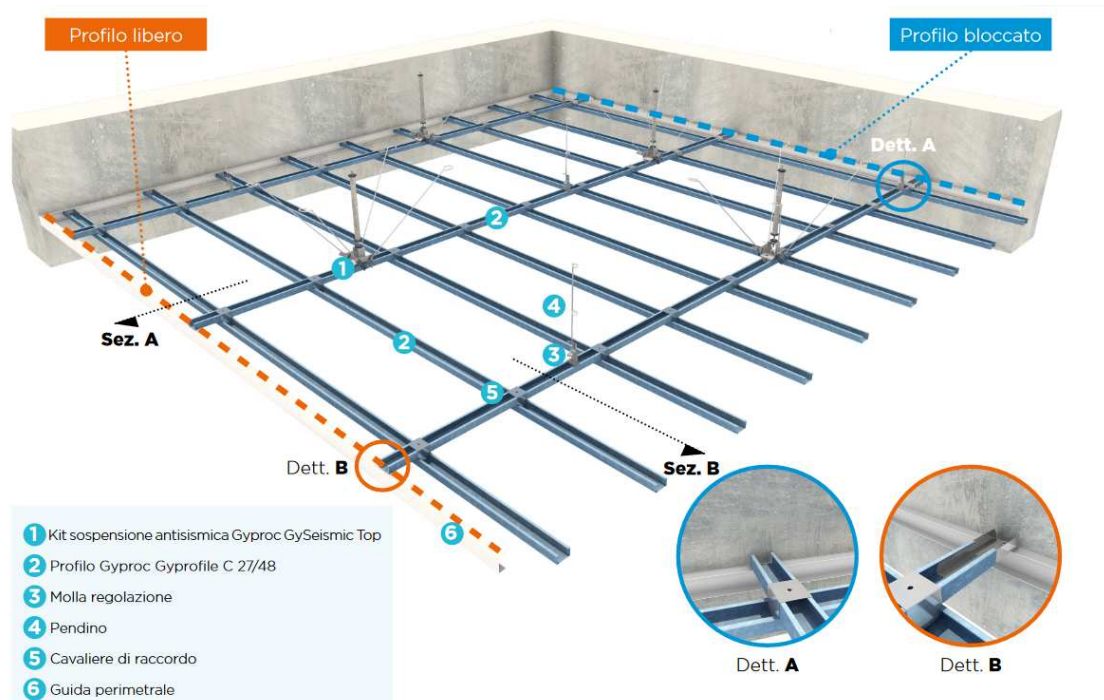
### 1.18.3 – Verifica controsoffitti

**P.p. controsoffitto = 15.00 daN/mq**

Sarà predisposta un'opportuna controventatura dell'elemento, creando un perimetro elastico agli angolari, per evitare concentrazioni localizzate di tensioni vista l'impossibilità di eliminare il moto orizzontale del controsoffitto ed al fine di evitare che si verifichino eccessivi spostamenti.

Fondamentale infatti risulta la presenza dei controventi che hanno la funzione di rendere l'intero controsoffitto un sistema rigidamente connesso al solaio sovrastante. Infatti, la forza sismica orizzontale che agisce nel piano del controsoffitto, viene trasmessa dai controventi, disposti lungo le due direzioni, al solaio o alla struttura portante posta sopra il controsoffitto. Il dimensionamento del numero dei controventi viene eseguito in modo tale che nei profili longitudinali e trasversali, che sostengono il controsoffitto, lo sforzo sia inferiore al carico ammissibile supportabile dal gancio di testa dei profili.

Nella parte superiore dei controventi andranno fissate, tramite viti, adeguate le staffe per l'ancoraggio del sistema sismico al solaio.



## DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

A livello sismico, si effettua una valutazione semplificata dei fissaggi dei controsoffitti ai solai di piano.

La forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento verificato (vedi § 7.2.3 delle N.T.C. 2018) è pari a:

$$F_a = (S_a * W_a) / Q_a$$

Dove:

$S_a$  = accelerazione massima, adimensionalizzata, rispetto a quella di gravità, che l'elemento oggetto di verifica subisce durante il sisma.

$W_a$  = peso della copertura gravante sull'elemento oggetto di verifica.

$Q_a$  = fattore di struttura dell'elemento oggetto di verifica (considerato pari a 2).

$S_a$  può essere calcolato nel seguente modo come riportato al § C7.2.3 della Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019:

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[ \frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a < aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 \leq T_a < bT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[ \frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a \geq bT_1 \end{cases} \quad [C7.2.11]$$

dove:

$\alpha$  è il rapporto tra accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (si veda § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità  $g$ ;

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

$T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

$T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

$z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;

$H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

$a, b, a_p$  sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (si vedano Fig. C.7.2.4 e Tabella C.7.2.II).

$S = S_s * S_t = 1,00$  (contemplati nella RSL)

Adottando i seguenti parametri:

$S_s = 1,0$  (contemplato nella RSL)

$S_t = 1,0$  (contemplati nella RSL)

Tabella C7.2.I - Valori di  $q_s$  per elementi non strutturali

Elemento non strutturale	$q_s$
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzatura e facciate	
Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

Per lo stato limite in esame SLV si ottiene:

$a_g = 0.275 g$  (da RSL)

quindi  $\alpha = 0.275$

Si calcola ora il peso sismico  $W_a$  gravante sulle strutture verificate considerando che l'azione sismica si valuta come sotto riportato:

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per il calcolo si riporta una tabella di predimensionamento considerando un'azione sismica pari a 0.35 g maggiore di quella precedentemente calcolata pari a 0.275 g ed un peso del controsoffitto pari a 15 daN/mq:

Peso del controsoffitto	5 kg/m <sup>2</sup>	10 kg/m <sup>2</sup>	15 kg/m <sup>2</sup>
Zona sismica	1 kit ogni		
<b>Zona 1</b> (0,35 g) Zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti	6 m <sup>2</sup>	3 m <sup>2</sup>	2 m <sup>2</sup>
<b>Zona 2</b> (0,25 g) Dove possono verificarsi forti terremoti	8 m <sup>2</sup>	4 m <sup>2</sup>	3 m <sup>2</sup>
<b>Zona 3</b> (0,15 g) Soggetta a forti terremoti, ma rari	12 m <sup>2</sup>	6 m <sup>2</sup>	4 m <sup>2</sup>
<b>Zona 4</b> (0,05 g) Zona meno pericolosa, soggetta a terremoti rari; è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione	30 m <sup>2</sup>	15 m <sup>2</sup>	10 m <sup>2</sup>

Si prevede l'installazione di un kit antisismico ogni 2 mq.

#### 1.18.4 – Verifica fissaggio serramenti e arredi

Secondo quanto indicato al § 7.2.3 delle NTC 2018, "Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone."

Quando l'**elemento non strutturale è costruito in cantiere**, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettarne la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'**elemento non strutturale è assemblato in cantiere**, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio. (omissis)".

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

dove:

- $F_a$  è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;
  - $S_a$  è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);
  - $W_a$  è il peso dell'elemento;
  - $q_a$  è il fattore di comportamento dell'elemento.
- In assenza di specifiche determinazioni, per  $S_a$  e  $q_a$  può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità".



Tutti gli elementi oggetto della presente verifica vengono assemblati in cantiere (serramenti, armadi, porte, ecc...). In questa sede verrà calcolata l'azione sismica sollecitante per mq di superficie, sarà compito della scrivente individuare la domanda.

$S_a$  0,276  $g/g$   
 $W_a$  100 daN/m<sup>2</sup>  
 $q_a$  2.00

**Tabella C7.2.I - Valori di  $q_a$  per elementi non strutturali**

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti Insegne e pannelli pubblicitari Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
Pareti interne ed esterne Tramezzatura e facciate Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0

Si considera un carico degli elementi (finestre, porte, ecc...) cautelativo pari a 100 daN/mq. L'azione sismica di seguito calcolata dovrà essere moltiplicata per l'effettiva superficie degli elementi secondari.

$$F_a = (0,276 * 100) / 2 = 13,80 \text{ daN/mq}$$

#### 1.19 - CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO

##### **AEDES PCM**

##### **TIPO DI ANALISI SVOLTA NEI CODICI DI CALCOLO AEDES**

I software Aedes, di seguito elencati, svolgono analisi e verifiche secondo le specifiche della Normativa tecnica. Le versioni più recenti sono conformi al D.M. 17.1.2018 e ai documenti collegati (Circ. 7 del 21.1.2019); le precedenti sono conformi al D.M. 14.1.2008 e ai documenti collegati (Circ. 617 del 2.2.2009)  
PCM: Analisi statica e sismica di edifici in muratura  
ACM: Analisi e verifica di aperture e cerchiature in murature portanti  
SLC: Studio di solai misti in legno e calcestruzzo  
SAV,SVM: Analisi di sistemi voltati in muratura

##### **SCELTA E AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI**

##### **CODICI DI CALCOLO**

Codici ad elementi finiti. Per analisi lineari: procedure tipo SAP. Per analisi non lineari: analisi pushover secondo algoritmi conformi agli studi del settore. Per analisi limite (analisi cinematica): applicazione della meccanica dei corpi rigidi. Per l'analisi dei sistemi voltati in muratura: applicazione della teoria di Jacques Heyman, implementata con metodo dell'inversa generalizzata. Ulteriori caratteristiche: implementazione di formulazioni analitiche dirette note dalla Teoria delle Strutture.

##### **AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI**

L'affidabilità dei codici utilizzati risulta confermata dai fondamenti teorici alla base dello sviluppo del software e dai risultati degli esempi applicativi e di validazione, contenuti nella manualistica, confrontati ove possibile anche con calcoli manuali. Il software PCM, le cui procedure di analisi non lineare (pushover) si fondano su algoritmi noti dalla Ricerca e accolti nelle normative nazionali e internazionali (EuroCodici inclusi), è stato incluso nella campagna di test riferita ai codici di calcolo per edifici in muratura eseguita da ReLUIS e presentata al Convegno ANIDIS 2019 nell'articolo:  
Uso dei codici di calcolo per l'analisi sismica non-lineare di edifici in muratura: confronto dei risultati ottenuti con diversi software su un caso studio reale

## Abstract

L'articolo presenta il confronto dei risultati ottenuti su un edificio in muratura da analisi statiche non-lineari utilizzando diversi software, disponibili anche a livello professionale, che operano nell'ambito di vari approcci di modellazione. La struttura esaminata è ispirata ad un edificio reale, la scuola "P. Capuzi" di Visso (MC), gravemente danneggiata a seguito degli eventi sismici che hanno interessato il Centro Italia nel 2016/2017.

L'attività descritta si inquadra in un più ampio programma di ricerca svolto in sinergia da varie unità coinvolte nel progetto ReLUI5 2017/2108 – Linea Strutture in Muratura e avente come oggetto l'analisi di strutture benchmark per la valutazione dell'affidabilità di codici di calcolo. Obiettivi più generali dell'attività sono quelli di sensibilizzare i professionisti ad un uso più consapevole dei software e fornire loro strumenti utili ad analizzare criticamente qualità e correttezza delle soluzioni ottenute. I dati di input e alcune scelte di modellazione sono stati condivisi al fine di limitare la potenziale dispersione dei risultati e renderne meno problematico il confronto.

Quest'ultima finalità è guidata dalla volontà di ottimizzare la fase di controllo dei risultati, per la quale sono state individuate precise modalità operative. Il confronto delle analisi è stato svolto in relazione a parametri: globali (inerenti le proprietà dinamiche, le curve di capacità globale e le relative curve bilineari equivalenti), sintetici della sicurezza strutturale (quale, ad esempio, l'accelerazione massima compatibile con lo stato limite di salvaguardia della vita) e interpretativi della risposta complessiva (relativi al quadro di danno simulato). I risultati presentati consentono di eseguire delle riflessioni sull'utilizzo dei software, sulla dispersione dei risultati ottenibili e sulle potenziali ricadute in ambito professionale.

## PUBBLICAZIONI DI RIFERIMENTO

La manualistica ufficiale dei software citati, disponibile in download dal sito ufficiale di Aedes: [www.aedes.it](http://www.aedes.it), menu SUPPORTO > MANUALI, contiene tutte le informazioni necessarie per la descrizione delle metodologie (teoria, esempi applicativi e test di validazione).

Ulteriori test e approfondimenti sono contenuti nelle seguenti opere editoriali (i cui contenuti sono confluiti nella manualistica del software Aedes):

Edifici in Muratura e Nuova Normativa Sismica, di F.Pugi, ALINEA, Firenze, 2006, ISBN: 88-8125-921-4

Aperture e Cerchiature in Murature portanti, di F.Pugi, ALINEA, Firenze, 2010, ISBN: 978-88-6055-566-3

Sistemi Voltati in Muratura: Teoria e applicazioni, di M.Paradiso, G.Tempesta, S.Galassi, F.Pugi, DEI-Tipografia del Genio Civile, Roma, 2007, ISBN: 978.88.496.3701.4

La bibliografia presente nella manualistica dei singoli programmi contiene le pubblicazioni di riferimento; in particolare segnaliamo le seguenti opere, reperibili da [www.aedes.it](http://www.aedes.it), menu BIBLIOGRAFIA, TESTI DI RIFERIMENTO:

per le metodologie di analisi pushover:

G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli: "La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP", Roma, Dicembre 2002 (in particolare: Capitolo 4. Analisi statiche non lineari)

per l'analisi statica non lineare applicata agli edifici in muratura:

G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio (A cura di): "Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 2000

per l'analisi cinematica (meccanismi di collasso):

Regione Marche, CNR-ITC Consiglio Nazionale delle Ricerche – Istituto per le Tecnologie della Costruzione – L'Aquila, Università degli Studi dell'Aquila – Facoltà di Ingegneria – Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno: "Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura", ITC-CNR, L'Aquila, Settembre 2007

## PRO-SAP

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO_SAP Professional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2022-06-196)

Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Dati utente finale:	Ing. Martina Eleonora Concari
Codice Licenza:	Licenza dsi5536

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

#### Affidabilità dei codici utilizzati

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.  
E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:  
<https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/>

#### Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni anormali. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.).

#### 1.19.1 – Giudizio motivato di accettabilità dei risultati fabbricato esistente

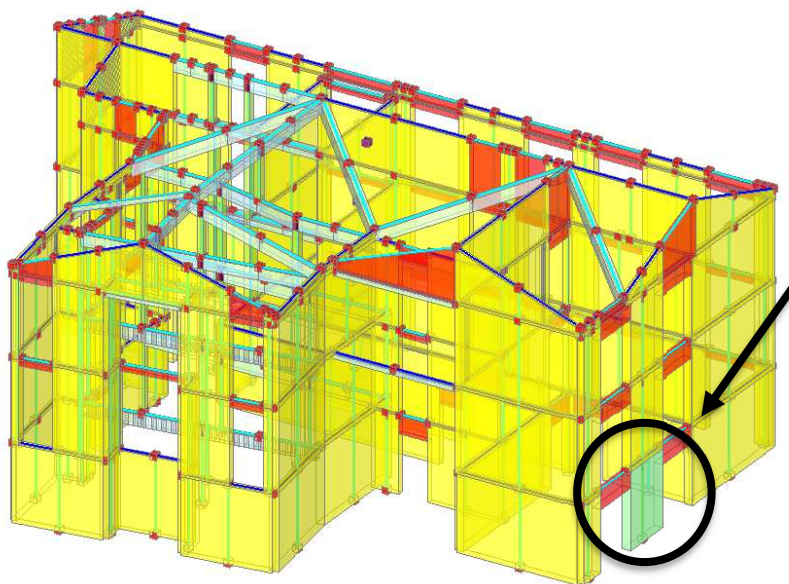
Dall'analisi delle restituzioni grafiche generate dal programma di calcolo e verifica per gli elementi strutturali, si ritiene che i risultati delle elaborazioni automatiche conducano a valori di deformazione e di sollecitazioni conformi alla ordinaria pratica progettuale per strutture di simili dimensioni ed importanza. Le deformate non presentano eccessive distorsioni ed anche i valori puntuali di sollecitazioni sono tali da non denunciare errori grossolani di modellazione e di applicazione di carico.

Si effettuano alcuni controlli analitici mediante calcoli manuali di massima con lo scopo di verificare la correttezza delle analisi e delle verifiche da parte del programma di calcolo.

#### CONTROLLO SULLE VERIFICHE DELLE MURATURE IN ANALISI STATICA NON LINEARE

Si effettua inoltre un controllo, con calcolazioni di larga massima, circa le verifiche condotte sui maschi murari in analisi statica non lineare.

Nello specifico si prende come riferimento un maschio (asta 22) al termine della curva A -Y'+0.3X' -T che è quella che sancisce il grado minimo di risposta della struttura allo SLV.

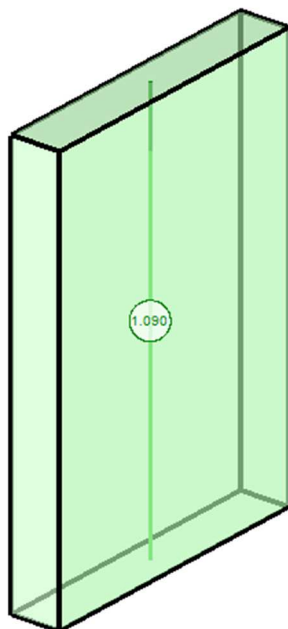


Si recepiscono le sollecitazioni del maschio da software di calcolo.

Sollecitazioni		
N	368.27	317.49
Ty	0.91	0.91
Tz	5.25	5.25
Mx	0.53	0.53
My	282.55	299.72
Mz	-0.26	-3.25

Mediante foglio di calcolo elettronico si effettuano le verifiche a pressoflessione e a taglio nel piano. All'interno del foglio di calcolo vengono inseriti i valori medi di resistenza della muratura (nonostante l'etichetta rappresenti il pedice "k") già amplificati dei coefficienti correttivi e si inserisce il fattore di confidenza ( $FC = 1,20$ ) al posto del  $\gamma_M$  del materiale come artificio. Si noti come in analisi statica non lineare viene applicato solo il FC e non il coefficiente parziale del materiale alle caratteristiche di resistenza.

### Verifica a pressoflessione nel piano



#### **Dati di verifica**

V (N)	910
M (Nm)	299720
P (N)	317490
Verifica nel piano	
t (m)	0.38
l (m)	2.27
$\gamma_m$	1.2
$f_k$ (N/mm <sup>2</sup> )	4.382
$f_{vk0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.254

$e_b$ (m)	0.9440
$l'$ (m)	0.3819

( $l' = l - 2e_b$ )

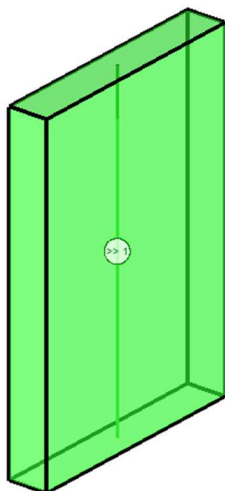
#### **Verifica a pressoflessione**

$$\begin{aligned}\sigma_0 &= P/(l \cdot t) = \frac{368061.67}{\text{N/mq}} \\ f_d &= k \cdot f_k / \gamma_m = \frac{3651666.67}{\text{N/mq}} \\ (k=1) \\ M_u &= 1/2(l^2 \cdot t \cdot \sigma_0) \cdot [1 - \sigma_0 / (0.85 \cdot f_d)] = \mathbf{317620.80 \text{ Nm}}\end{aligned}$$

**Rapporto di verifica = 317620.80 / 299720 = 1.060**

Il rapporto di verifica calcolato separatamente con foglio excel risulta essere del medesimo ordine di grandezza rispetto a quello scaturito dal software di calcolo.

### Verifica a taglio



### Verifica a taglio

$$\sigma_n = P/(l \cdot t) = 2187513.31 \text{ N/mq}$$

$$f_{vd} = (f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_n) / \gamma_m = 940837.77 \text{ N/mq}$$

$$V_t = l \cdot t \cdot f_{vd} = \mathbf{136550.8 \text{ N}}$$

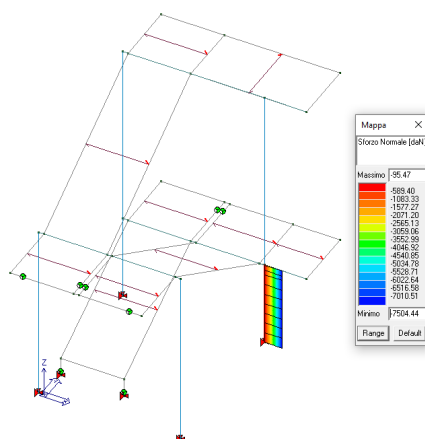
Rapporto di verifica =  $136550.8 / 910 = 150.06$  quindi  $\gg 1$

Il rapporto di verifica calcolato separatamente con foglio excel risulta essere del medesimo ordine di grandezza rispetto a quello scaturito dal software di calcolo.

### *1.19.1 – Giudizio motivato di accettabilità dei risultati nuove realizzazioni*

Verifica Pilastro - Si riporta di seguito il pilastro soggetto al maggiore sforzo normale, da involucro:





Sforzo normale da semplice compressione:  $N_{Ed} = 7504,44 \text{ daN}$

Si procede alla verifica secondo la formula 4.2.9:  $N_{Ed} / N_{c,Rd} \leq 1$

Si calcola il  $N_{c,Rd}$  attraverso la formula 4.1.20:  $N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0}$

Area HEA200 =  $53,83 \text{ cm}^2$

$F_{yk} = 2750 \text{ daN/cm}^2$

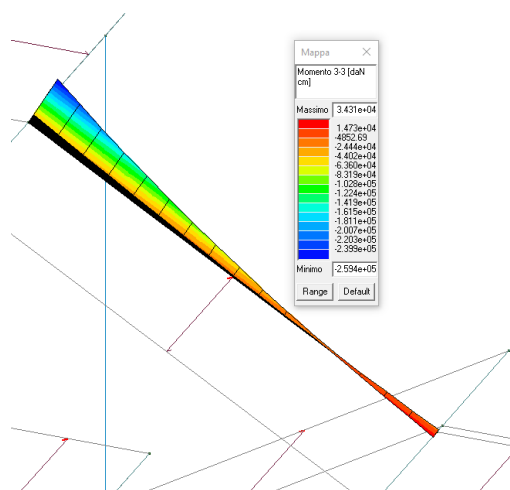
$\gamma_{M0} = 1,05$

Si ottiene così il valore  $N_{c,Rd} = 140983 \text{ daN}$

Rapportandolo con lo sforzo normale massimo, si ottiene un valore inferiore all'unità e dunque si considera la sezione verificata:

$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 7504,44 / 140983 = 0,053$  Verificato

Verifica Cosciali - Si riporta di seguito il cosciale soggetto a flessione maggiore, da involucro:



$M_{Ed} = 259400 \text{ daNcm}$

Si procede alla verifica secondo la formula 4.2.11:  $M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$

Si calcola il  $M_{c,Rd}$  attraverso la formula 4.1.12:  $M_{c,Rd} = W f_{yk} / \gamma_{M0}$

Modulo di resistenza  $W_{UPN220} = 245 \text{ cm}^3$

$F_{yk} = 2750 \text{ daN/cm}^2$

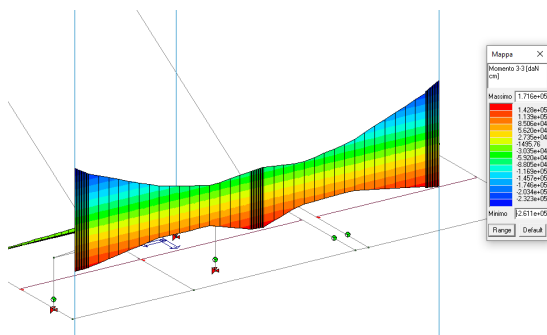
$\gamma_{M0} = 1,05$

Si ottiene così il valore  $M_{c,Rd} = 641666,67 \text{ daNcm}$

Rapportandolo con il momento massimo, si ottiene un valore inferiore all'unità e dunque si considera la sezione verificata:

$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 259400 / 641667 = 0,404$  Verificato

Verifica Trave - Si riporta di seguito la trave soggetta a flessione maggiore, da involucro:



$M_{Ed} = 261100 \text{ daNcm}$

Si procede alla verifica secondo la formula 4.2.11:  $M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$

Si calcola il  $M_{c,Rd}$  attraverso la formula 4.1.12:  $M_{c,Rd} = W f_{yk} / \gamma_{M0}$

Modulo di resistenza  $W_{IPE 220} = 278 \text{ cm}^3$

$F_{yk} = 2750 \text{ daN/cm}^2$

$\gamma_{M0} = 1,05$

Si ottiene così il valore  $M_{pl,Rd} = 728095 \text{ daNcm}$

Rapportandolo con il momento massimo, si ottiene un valore inferiore all'unità e dunque si considera la sezione verificata:

$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 261100 / 728095 = 0,36$  Verificato

## 1.20 – STRUTTURE DI FONDAZIONE E CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

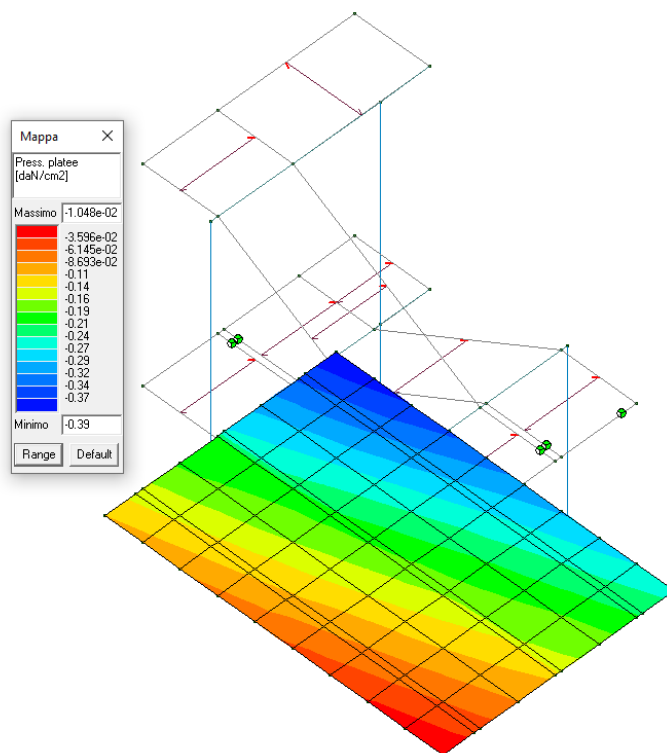
Per quanto riguarda gli interventi previsti in progetto, il sistema fondale dell'edificio esistente non viene sostanzialmente inficiato in quanto non si realizzano incrementi significativi dei carichi trasmessi (+10% come previsto al §8.4.2 delle NTC2018) dalla struttura alle fondazioni esistenti e, di conseguenza, al terreno sottostante, né particolari interazioni con le fondazioni esistenti. Per i motivi sopra esposti, non essendo stati rilevati segni di eventuali cedimenti fondali, accertata la buona tenuta del sistema terreno-fondazione-struttura, non si sono ritenute necessarie particolari considerazioni di carattere geotecnico.

Per le indicazioni geologiche e sismiche del terreno, si rimanda al relativo capitolo della verifica sismica allegata.

### 1.20.1 – Strutture di fondazione nuove realizzazioni

La struttura di fondazione della scala antincendio è costituita da una platea in c.a. dello spessore di 30 cm, di dimensioni 540x370cm.

In seguito, si riportano le pressioni massime della struttura di fondazione sul terreno ed un riassunto delle principali verifiche e dei cedimenti massimi.



Pressione massima su terreno in cmb 157 - SLV

### VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Si riportano i risultati delle sole condizioni maggiormente gravose.

#### VERIFICHE SLU (STR)

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0263 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.2141 + 0.0114 + 0.0000 + 0.0000

**Qlim = 2.2255 daN/cm<sup>2</sup>**

Qmax / Qlim = 0.3945 / 2.2256 = 0,177 Ok (Cmb. n. 048)

TB / TBlim = 1821.7 / 60854.9 = 0,030 Ok (Cmb. n. 087)

TL / TLim = 1821.7 / 61754.9 = 0,029 Ok (Cmb. n. 149)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
048	SLU STR	No	7.250	15.892	1093.0	0.0	-60090.0	-0.2227	-0.3945
087	SLU STR	No	18.088	20.305	1821.7	0.0	-33758.9	-0.0910	-0.2607
149	SLU STR	No	2.577	35.816	0.0	1821.7	-33758.9	-0.1019	-0.2473

### VERIFICHE SLV (sism.)

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0263 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.0977 + 0.0114 + 0.0000 + 0.0000

**Qlim = 2.1091 daN/cm<sup>2</sup>**

Qmax / Qlim = 0.3927 / 2.1092 = 0,186 Ok (Cmb. n. 157)

TB / TBlim = 4428.2 / 46839.1 = 0,095 Ok (Cmb. n. 153)

TL / TLlim = 3828.1 / 52037.7 = 0,074 Ok (Cmb. n. 179)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
153	SLV A1	Si	43.869	28.079	4428.2	797.3	-37850.6	-0.0130	-0.3913
157	SLV A1	Si	44.082	28.946	4375.8	915.3	-37832.8	-0.0105	-0.3927
179	SLV A1	Si	-11.643	53.621	-1384.1	3828.1	-37708.4	-0.0474	-0.3330

### VERIFICHE SLD (sism.)

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0263 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.1802 + 0.0114 + 0.0000 + 0.0000

**Qlim = 2.1916 daN/cm<sup>2</sup>**

Qmax / Qlim = 0.2970 / 2.1916 = 0,136 Ok (Cmb. n. 189)

TB / TBlim = 1945.1 / 59539.3 = 0,033 Ok (Cmb. n. 185)

TL / TLlim = 1682.7 / 62349.7 = 0,027 Ok (Cmb. n. 211)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
185	SLD	Si	20.181	19.397	1945.1	352.3	-37760.3	-0.0962	-0.2964
189	SLD	Si	20.268	19.760	1923.4	402.1	-37752.5	-0.0952	-0.2970
211	SLD	Si	-4.230	30.585	-605.2	1682.7	-37698.2	-0.1136	-0.2625

### VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

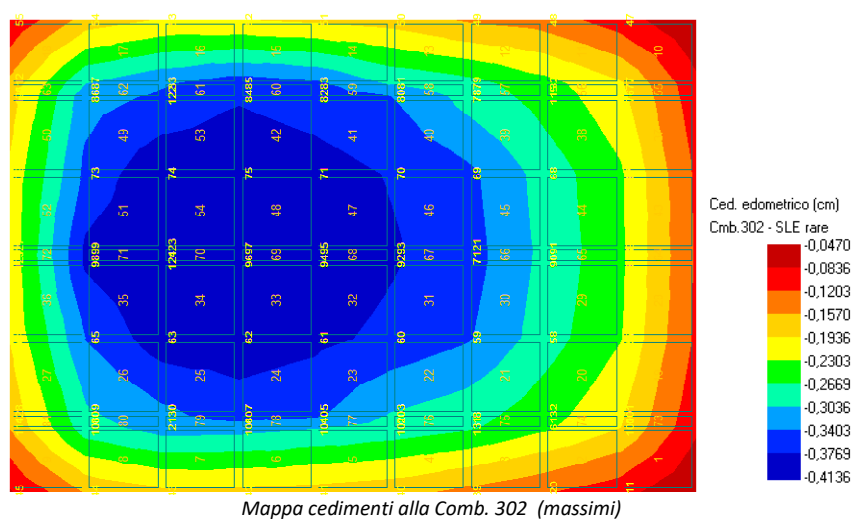
**Elemento: Platea n. 1**

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
251	SLE rare	No	0.908	7.790	0.0	0.0	-24282.8	-0.1105	-0.1349
302	SLE rare	No	1.938	20.123	0.0	728.7	-43297.7	-0.1672	-0.2755

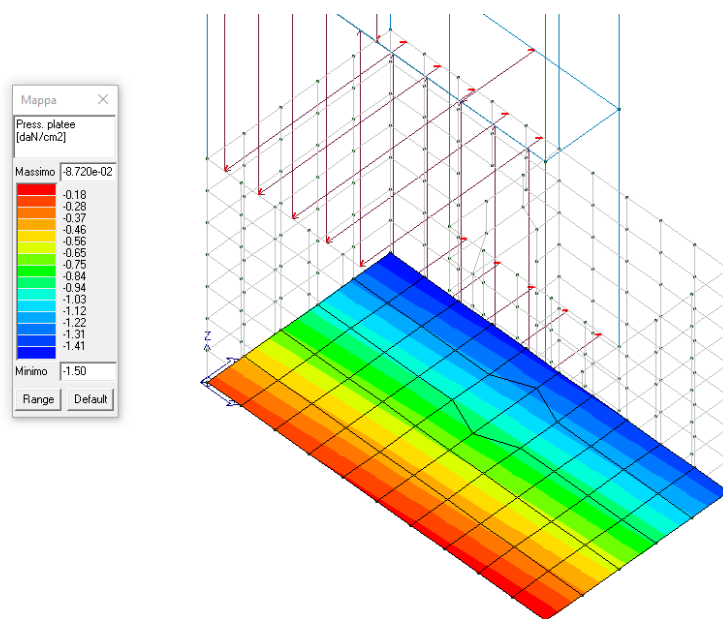
Cedimento massimo = -0.414 cm in Cmb n. 302

Cedimento minimo = -0.014 cm in Cmb n. 251



La struttura di fondazione del vano ascensore è costituita da una platea in c.a. dello spessore di 40 cm, di dimensioni 483x287cm.

In seguito, si riportano le pressioni massime della struttura di fondazione sul terreno ed un riassunto delle principali verifiche e dei cedimenti massimi.



### VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Si riportano i risultati delle sole condizioni maggiormente gravose.

### VERIFICHE SLU (STR)

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2976 daN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 0.0000 + 3.6597 + 0.5697 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 1.3507 / 4.2294 = 0,319$  Ok (Cmb. n. 025)

TB / TBlim = 26526.9 / 35981.6 = 0,737 Ok (Cmb. n. 021)

TL / TLlim = 1260.0 / 36099.2 = 0,035 Ok (Cmb. n. 030)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
021	SLU STR	No	47.540	-5.792	26526.9	0.0	-69858.4	0.0221	-1.0593
025	SLU STR	No	45.635	-5.792	31272.4	0.0	-90816.0	0.0023	-1.3507
030	SLU STR	No	52.590	5.798	26194.1	1260.0	-77958.4	0.0846	-1.2439

#### VERIFICHE SLV (sism.)

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2976 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 2.4774 + 0.0546 + 0.0000

Qmax / Qlim = 2.0867 / 2.5320 = 0,824 Ok (Cmb. n. 087)

TB / TBlim = 37718.0 / 37804.0 = 0,998 Ok (Cmb. n. 087)

TL / TLlim = 21405.6 / 35410.8 = 0,604 Ok (Cmb. n. 075)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
075	SLV A1	Si	38.857	120.818	25505.5	19459.7	-78414.2	0.7096	-1.8724
087	SLV A1	Si	88.014	39.330	34289.1	6293.8	-78178.2	0.7344	-1.8970

#### VERIFICHE SLD (sism.)

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2976 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 3.1812 + 0.3428 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.5441 / 3.5240 = 0,438 Ok (Cmb. n. 119)

TB / TBlim = 31194.7 / 37907.5 = 0,823 Ok (Cmb. n. 119)

TL / TLlim = 12337.2 / 35533.7 = 0,347 Ok (Cmb. n. 112)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
112	SLD	Si	6.809	67.320	19178.1	11215.7	-78710.7	-0.0389	-1.1290
119	SLD	Si	55.455	23.127	28358.8	3816.7	-78428.2	0.2377	-1.4038

#### VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

**Elemento: Platea n. 34**

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
144	SLE rare	No	36.401	5.586	23505.3	840.0	-80550.4	-0.1124	-1.0855
157	SLE rare	No	-2.179	-5.792	18785.3	0.0	-69858.5	-0.4616	-0.5764

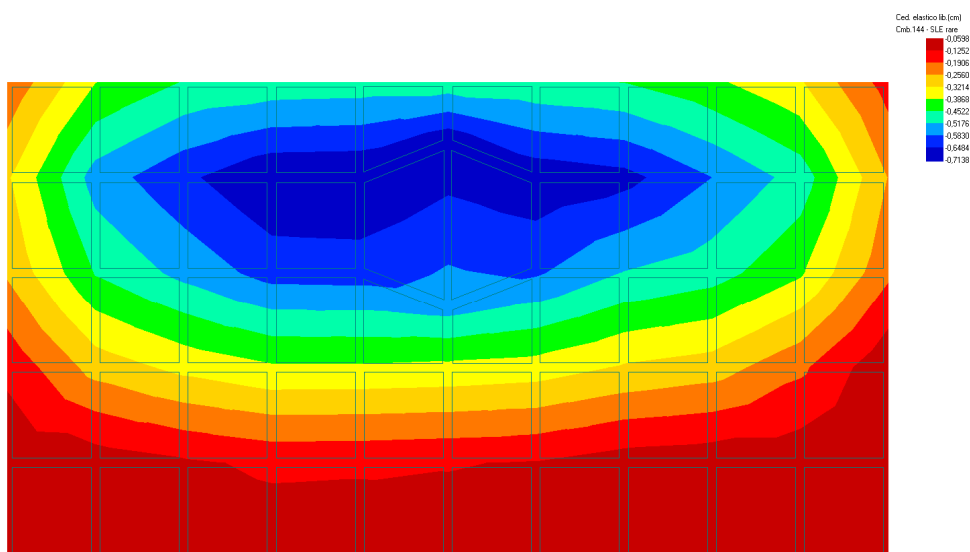
Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.609 cm in Cmb n. 144

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.009 cm in Cmb n. 157

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.714 cm in Cmb n. 144

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.010 cm in Cmb n. 157

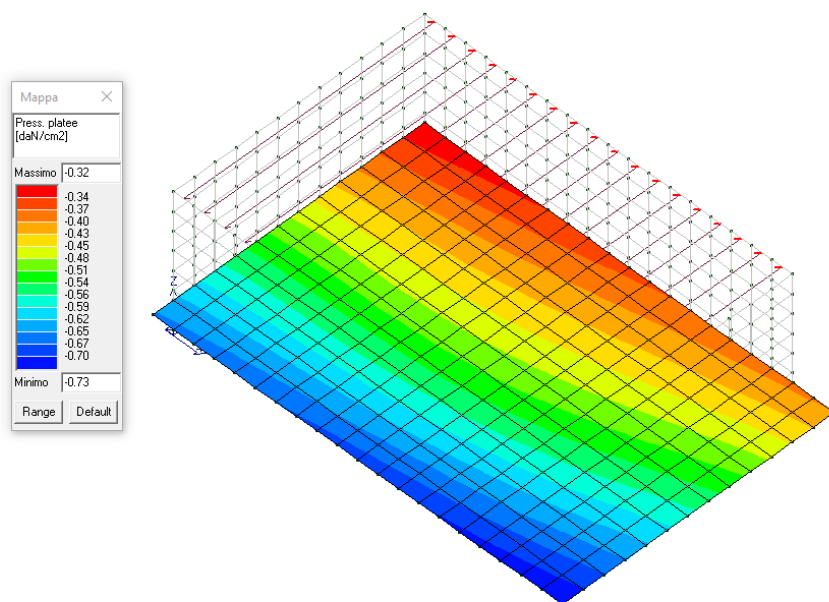




*Mappa cedimenti alla Comb. 144 (massimi)*

La struttura di fondazione del locale tecnico è costituita da una platea in c.a. dello spessore di 40 cm, di dimensioni 934x627cm.

In seguito, si riportano le pressioni massime della struttura di fondazione sul terreno ed un riassunto delle principali verifiche e dei cedimenti massimi.



*Pressione massima su terreno in cmb 8 - SLU*

#### VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Si riportano i risultati delle sole condizioni maggiormente gravose.

### VERIFICHE SLU (STR)

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1741 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 2.4583 + 2.4041 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.7397 / 4.8623 = 0,152 Ok (Cmb. n. 020)

TB / TBlim = 52243.0 / 91279.2 = 0,572 Ok (Cmb. n. 005)

TL / TLLim = 48805.0 / 88821.6 = 0,549 Ok (Cmb. n. 029)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
005	SLU STR	No	-41.561	-16.357	-52243.0	-42035.4	-202706.7	-0.1662	-0.4809
020	SLU STR	No	-34.419	-15.320	-64479.0	-57770.5	-327031.8	-0.3064	-0.7397
029	SLU STR	No	-38.764	-23.381	-48806.1	-48805.0	-202706.8	-0.1609	-0.4868

### VERIFICHE SLV (sism.)

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1741 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 1.5054 + 0.6379 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.9047 / 2.1433 = 0,422 Ok (Cmb. n. 094)

TB / TBlim = 96103.1 / 102867.1 = 0,934 Ok (Cmb. n. 090)

TL / TLLim = 93558.8 / 98642.7 = 0,948 Ok (Cmb. n. 073)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
073	SLV A1	Si	-12.131	-117.466	-41015.2	-93558.8	-229108.7	-0.0612	-0.6705
090	SLV A1	Si	-127.052	-40.321	-96103.1	-54094.8	-234742.1	0.1511	-0.9005
094	SLV A1	Si	-127.246	-42.035	-95975.6	-54371.2	-234687.9	0.1558	-0.9047

### VERIFICHE SLD (sism.)

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1741 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 2.0146 + 1.4298 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.6830 / 3.4444 = 0,198 Ok (Cmb. n. 126)

TB / TBlim = 67896.4 / 102206.0 = 0,664 Ok (Cmb. n. 122)

TL / TLLim = 62109.8 / 99312.5 = 0,625 Ok (Cmb. n. 105)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
105	SLD	Si	-20.562	-57.414	-38766.7	-62109.8	-230725.4	-0.1682	-0.5694
122	SLD	Si	-74.541	-23.949	-67896.4	-44725.6	-233146.4	-0.0638	-0.6811
126	SLD	Si	-74.622	-24.703	-67840.5	-44843.9	-233122.5	-0.0617	-0.6830

### VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

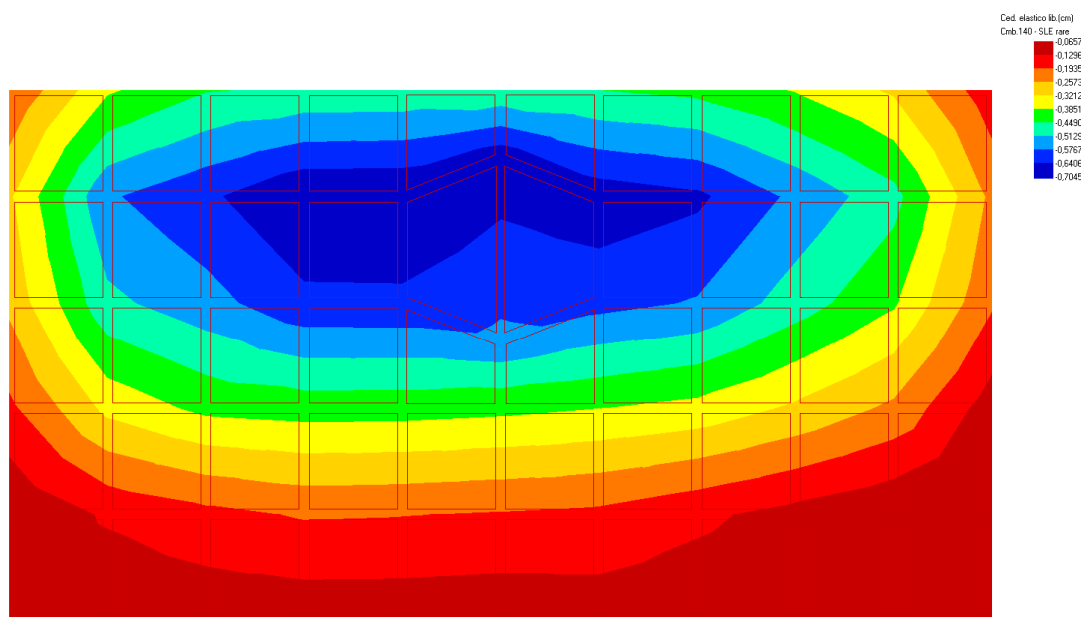
**Elemento: Platea n. 1**

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
140	SLE rare	No	-34.179	-14.733	-48424.2	-43076.9	-245048.7	-0.2318	-0.5520
153	SLE rare	No	-36.588	-7.607	-46133.0	-32401.7	-202706.6	-0.1983	-0.4492

Cedimento massimo = -0.589 cm in Cmb n. 140

Cedimento minimo = -0.005 cm in Cmb n. 153



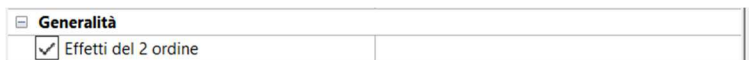
*Mappa cedimenti alla Comb. 140 (massimi)*

#### **VERIFICA EFFETTI DEL II° ORDINE (EFFETTO P-DELTA)**

In riferimento al punto B.2.2 dell'Allegato B della D.G.R. 1373/2011, si riporta quanto richiesto dalla lettera h) relativamente alla “non linearità geometrica”, come descritto al §7.3.1 delle NTC2018.

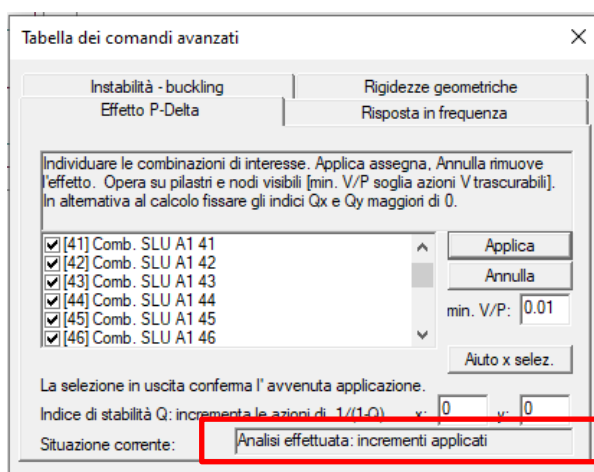
Il calcolo di  $\theta$  viene effettuato direttamente dal software di calcolo Pro\_Sap nella finestra “effetto p-delta” e visualizzabile dall'apposito menù.

Nel contesto assegnazione dati di progetto, è stata inserita l'opzione “*includi effetti del II ordine*”, presente nei criteri di progetto, che serve per effettuare il calcolo di pilastri in c.a. o acciaio incrementando automaticamente le sollecitazioni del fattore  $1/(1 - \theta)$ .

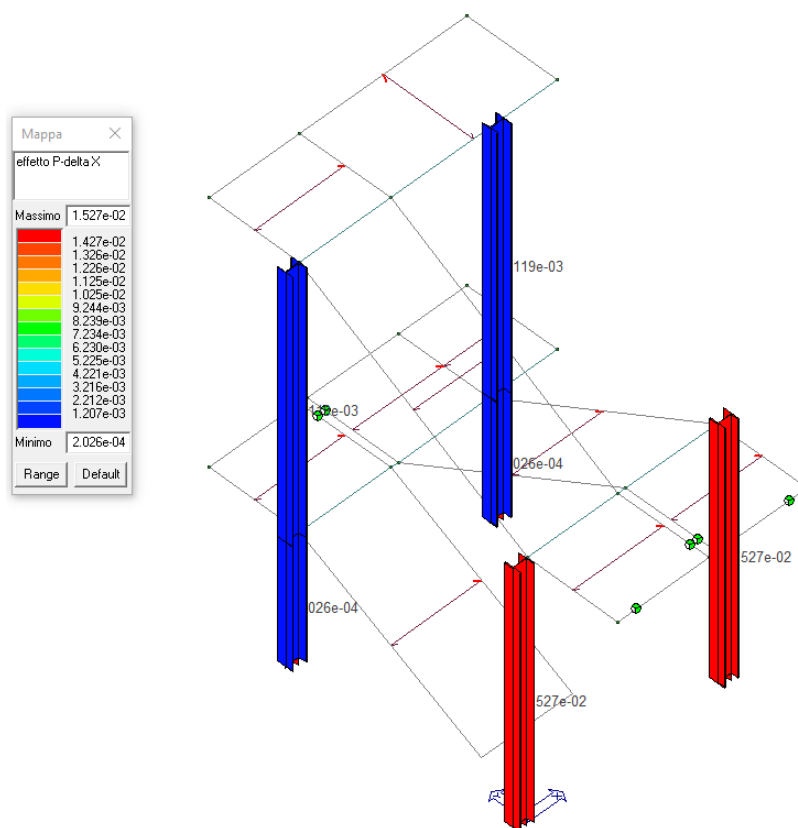


Ai sensi del paragrafo 7.3.1 gli effetti delle non linearità geometriche sono state prese in conto, automaticamente dal programma, incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale del fattore  $1/(1 - \theta)$  essendo, come riportato nelle immagini seguenti, il valore di  $\theta$  compreso tra 0,1 e 0,2.

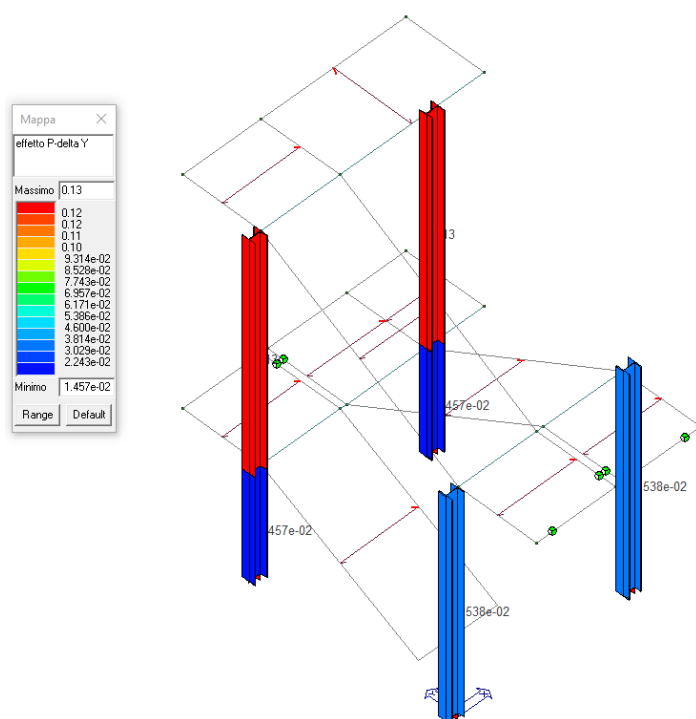
Per applicare l'effetto P-delta alle varie combinazioni di carico, si è eseguita la procedura indicata dal software di calcolo, applicando tale effetto come di seguito indicato in tabella:



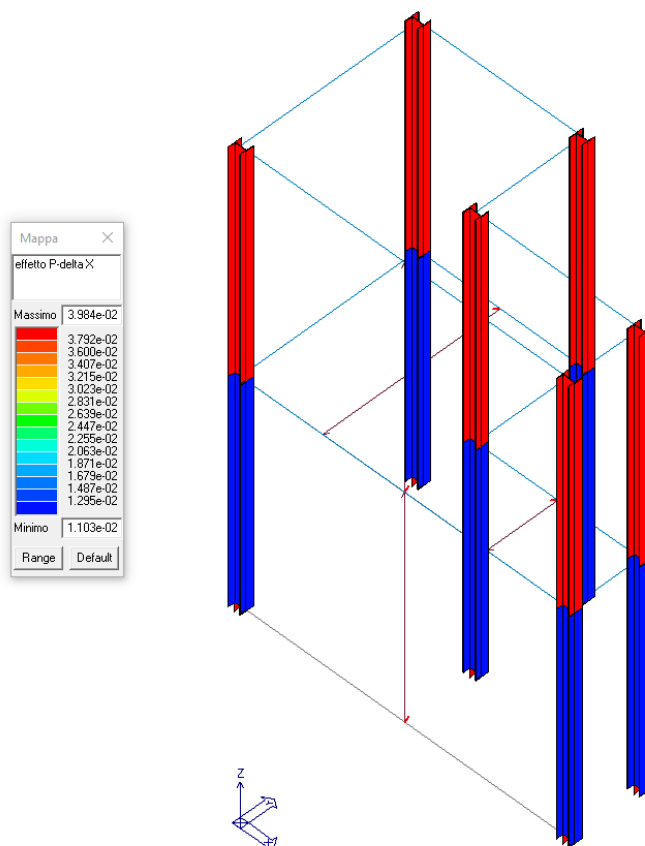
Vengono considerate tutte le combinazioni nella quali sono presenti forze orizzontali.



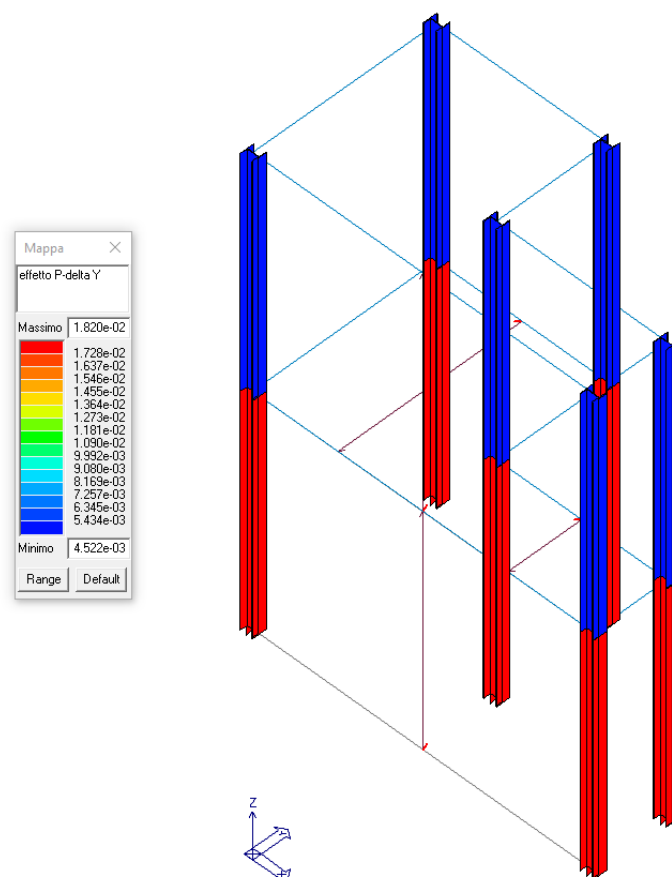
*Effetto P-Δ -X (max) scala antincendio in Cmb 182 – SLV*



*Effetto P-Δ -Y (max) scala antincendio in Cmb 182 – SLV*



*Effetto P-Δ -X (max) vano ascensore in Cmb 69 – SLV*



*Effetto P- $\Delta$  -Y (max) vano ascensore in Cmb 57 – SLV*

#### **VERIFICA A PUNZONAMENTO**

Il software ProSap effettua automaticamente le verifiche al punzonamento e identifica l'eventuale armatura aggiuntiva a taglio richiesta. Nell'elaborazione del modello strutturale della platea, non si è manifestata l'esigenza di aggiungere armatura a taglio richiesta per un eventuale verifica a punzonamento.

L'elemento shell modellato risulta pertanto verificato con la semplice armatura distribuita come da progetto esecutivo e da elaborati grafici allegati.

Si identifica in un'armatura composta da una doppia maglia  $\varnothing 12\text{mm}$  in entrambe le direzioni, e su entrambi i lembi della platea di fondazione.

Dal modello strutturale eseguito si osserva che non risultano necessarie armature aggiuntive a taglio.

Si riporta di seguito l'estratto del DM 17/01/2018 – NTC2018 relativamente al §4.1.2.3.5.4 “*verifica al punzonamento*”:



#### 4.1.2.3.5.4 Verifica al punzonamento

Solette piene, solette nervate a sezione piena sopra le colonne, e fondazioni devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati.

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace distante  $2d$  dall'impronta caricata, con  $d$  altezza utile (media) della soletta.

Se, sulla base del calcolo, la resistenza a trazione del calcestruzzo sul perimetro efficace non è sufficiente per fornire la richiesta resistenza al punzonamento, vanno inserite apposite armature al taglio. Queste armature vanno estese fino al perimetro più esterno sul quale la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta sufficiente. Per la valutazione della resistenza al punzonamento si può fare utile riferimento al § 6.4.4 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di assenza di armature al taglio, al § 6.4.5 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di presenza di armature al taglio.

Nel caso di fondazioni si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.

Si procede ulteriormente alla verifica del punzonamento dell'area di platea sulla quale risulta appoggiata la piastra di base della tribuna metallica.

Come indicato da normativa, si utilizza la norma di riferimento UNI EN1992-1-1 (Eurocodice2) al §6.4.4.

Si riporta un estratto dall'eurocodice 2, utilizzato dal software di calcolo per le verifiche al punzonamento:

Si raccomanda di effettuare le seguenti verifiche:

- (a) lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

- (b) L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

- (c) Se  $V_{Ed}$  supera il valore  $V_{Rd,c}$  per la sezione di verifica considerata, si raccomanda che sia disposta l'armatura per il taglio-punzonamento secondo quanto indicato nel punto 6.4.5.

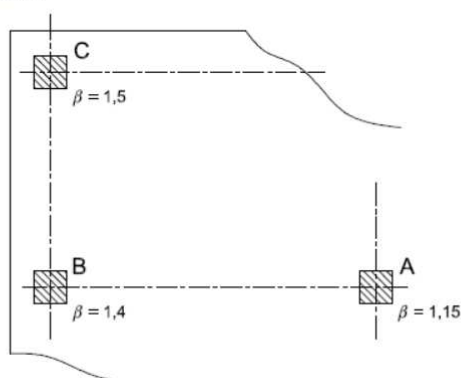
figura 6.21N

#### Valori di $\beta$ raccomandati

Legenda

A Pilastro interno

B Pilastro di bordo



#### 6.4.4

#### Resistenza a punzonamento di piastre e fondazioni di pilastri prive di armature a taglio

- (1) Si raccomanda che la resistenza a punzonamento di una piastra sia verificata per la sezione di verifica di base secondo quanto contenuto nel punto 6.4.2. La resistenza di progetto a punzonamento [Megapascal] può essere calcolata come segue:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (6.47)$$

dove:

$f_{ck}$  è espresso in Megapascal

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ in mm}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

$\rho_{ly}$ ,  $\rho_{lz}$  sono riferiti all'acciaio teso aderente rispettivamente nelle direzioni y e z. Si raccomanda di calcolare i valori di  $\rho_{ly}$  e  $\rho_{lz}$  come valori medi prendendo in considerazione una larghezza di piastra pari alla larghezza del pilastro più tre volte d su ciascun lato.

- (2) Si raccomanda che la resistenza a punzonamento della fondazione di un pilastro sia verificata lungo il perimetro di verifica distante non più di  $2d$  dal contorno del pilastro.

Nel caso di carico coassiale la forza netta applicata è

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (6.48)$$

dove:

$V_{Ed}$  è la forza tagliante applicata;

$\Delta V_{Ed}$  è la forza netta rivolta verso l'alto all'interno del perimetro di verifica considerato, cioè la pressione verso l'alto trasmessa dal suolo meno il peso proprio della fondazione.

$$v_{Ed} = V_{Ed,red} / u d \quad (6.49)$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot 2d / a \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a} \quad (6.50)$$

dove:

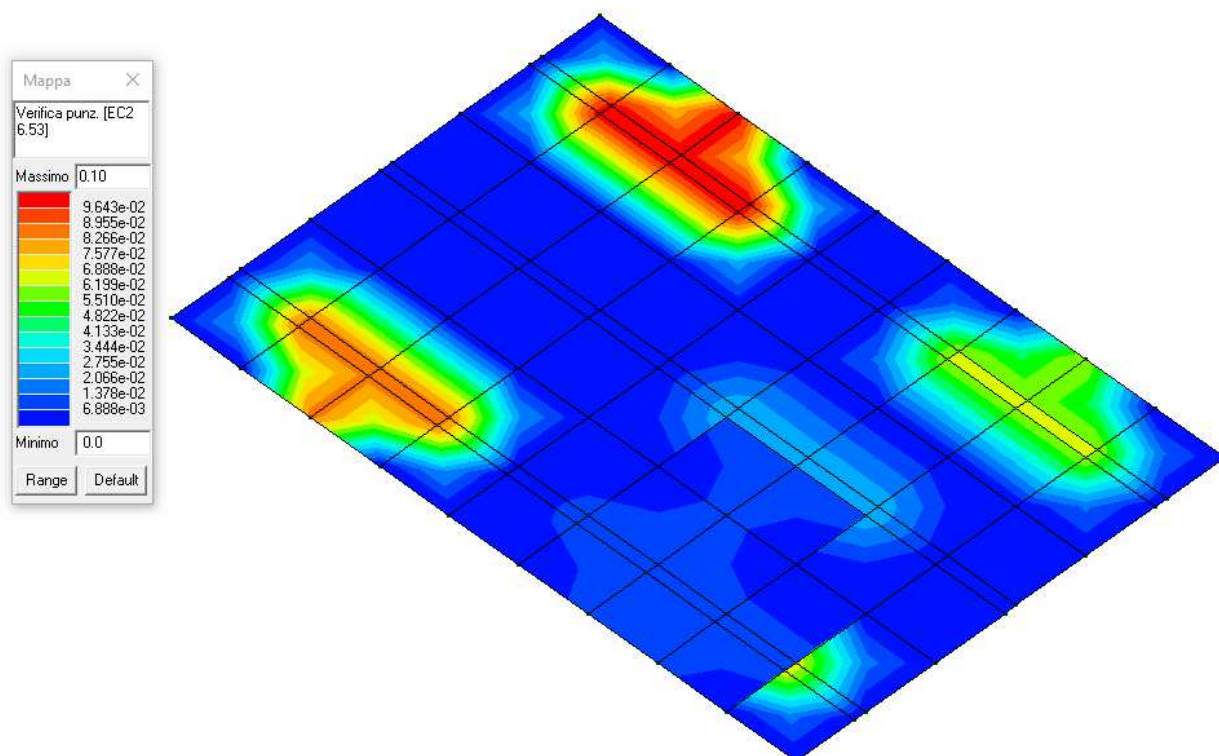
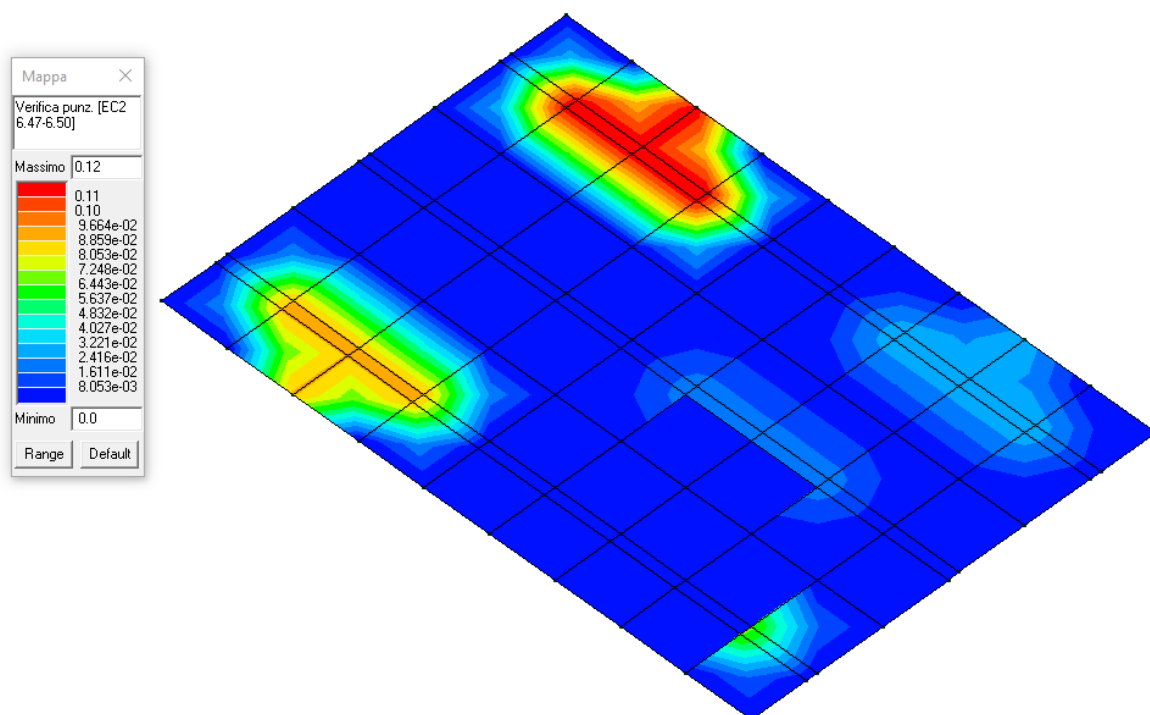
$a$  è la distanza dal contorno del pilastro al perimetro di verifica considerato;

$C_{Rd,c}$  è definito al punto 6.4.4(1);

$v_{min}$  è definito al punto 6.4.4(1);

$k$  è definito al punto 6.4.4(1).

Si riporta di seguito le verifiche al punzonamento della platea della scala antincendio eseguito con ProSap:



Si riporta di seguito un tabulato di calcolo relativo alle verifiche di punzonamento eseguite con ProSap:

Nodo	Stato	V 6.47	V 6.53	Beta	f. a fon	f. Uout	Aw tot	Asw,min	n. x serie	n.ser 0(R)	n.ser 90Rif.
------	-------	--------	--------	------	----------	---------	--------	---------	------------	------------	--------------

cmb

2	ok	0.09	0.09	1.40	2.00	0.0	cm2 0.0	cm2 0.0	0	0	0
159											
6	ok	7.32e-03	9.86e-03	1.03	2.00	0.0	0.0	0.0	0	0	0
161											
7	ok	7.32e-03	9.86e-03	1.03	2.00	0.0	0.0	0.0	0	0	0
161											
8	ok	7.32e-03	9.86e-03	1.03	2.00	0.0	0.0	0.0	0	0	0
161											
32	ok	0.03	0.06	1.91	2.00	0.0	0.0	0.0	0	0	0
174											
33	ok	0.12	0.10	1.38	2.00	0.0	0.0	0.0	0	0	0
161											

Riassumendo:

Verifica §6.53 EC2 (filo pilastro)

$\delta = V_{Ed} / V_{Rd,max} = 0,10 < 1$  verificato al punzonamento

Verifica §6.47 EC2 (perimetro efficace)

$\delta = V_{Ed} / V_{Rd,c} = 0,12 < 1$  verificato al punzonamento

(senza necessità di armatura per taglio-punzonamento)

#### 1.21 – CATEGORIA DI INTERVENTO

Per l'intervento in progetto si fa riferimento alla tipologia di lavori definita nella normativa vigente come **"intervento di miglioramento"** (par. 8.4.2 NTC 2018 e par. C.8.4.2 Circ. 7/19).

#### 1.22 - DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE

Si veda il paragrafo 1.4 "Descrizione generale della struttura".

Per i dettagli planimetrici e altimetrici si veda quanto già esposto nella presente relazione ed ampiamente illustrato nella valutazione della sicurezza ai fini sismici, già in vostro possesso.

#### 1.23 - DETERMINAZIONE DEI LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

La campagna di indagini condotta ha permesso di raggiungere un Livello di Conoscenza della costruzione oggetto della verifica che è ragionevolmente classificabile pari a "LC2" (par. 8.5.4 del D.M. 17/01/2018 e par. C8. della Circolare n°7/19). La definizione del Fattore di Confidenza (FC), è stata effettuata secondo quanto previsto dalle NTC 2018, e si è adottato il valore  $FC = 1,20$

#### 1.24 - RISULTATI DEL CONFRONTO TRA LIVELLI DI SICUREZZA PRE E POST INTERVENTO

In seguito alle valutazioni analitiche eseguite in fase di progettazione, si riscontra che gli interventi previsti contribuiscono all'ottenimento di un miglioramento sismico di almeno il 60%. Nello studio degli interventi sul fabbricato, si è previsto il consolidamento di paramenti murari mediante intonaco armato e applicazione di FRP oltre alla realizzazione della soletta collaborante nel terzo solaio, all'ingrossamento di un pilastro a piano terra ed al consolidamento mediante tessuti FRP degli elementi in c.a. quali travi e pilastri. Sono state modificate anche le aperture (interne ed esterne) al fine di regolarizzare e dare continuità terra – cielo dei maschi murari e/o aumentarne la resistenza.

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei valori di indice di sicurezza sismica ottenuti Ante-Operam e Post-Operam.

INDICI DI RISCHIO	<u>ANTE OPERAM</u>	<u>POST OPERAM</u>
	SLV	SLV
$\alpha_i$ $PGA_{C,SL}/PGA_{D,SL}$	<b>0.476</b>	<b>0.760</b>

Capacità della struttura ante-operam = **0,476 (47,6%)**

Capacità della struttura post-operam = **0,760 (76,0%)**

Il valore post-operam è superiore a quello richiesto in fase di affidamento di incarico pari a 0,7557 (75,57%).

Le verifiche agli stati limite richieste dalla normativa vigente, effettuate sui modelli tridimensionali realizzati, mediante l'impiego del codice di calcolo sopradescritto, sono risultate positive.

Parma, 30/09/2020

Il tecnico  
(Dott. Ing. Martina Eleonora Concari)

(Firmato digitalmente)