



UNIONE EUROPEA

 Regione Emilia-Romagna

Direzione Generale Agricoltura, caccia e pesca
Servizio Attività faunistico-venatorie e pesca

 mipaaf

ministero delle politiche agricole
alimentari, forestali e del turismo



COMUNE DI GORO

PO FEAMP

ITALIA 2014 | 2020

Misura 1.43

**“Porti, luoghi di sbarco, sale per la vendita all'asta
e ripari di pesca”**

Art. 43 paragrafo 1 del Reg. (UE) n. 508/2014

AVVISO PUBBLICO

Annualità 2019

PRIORITA' n. 1

*Promuovere una pesca sostenibile sotto il profilo ambientale, efficiente in termini di
risorse, innovativa, competitiva e basata sulle conoscenze*

**COMPLETAMENTO DELLA MESSA IN SICUREZZA
DEL PIAZZALE LEO SCARPA BANCHINA EST PORTO DI GORO**

Progetto Esecutivo

***V STRALCIO DEL PROGETTO PER LA MESSA IN SICUREZZA
DELLA BANCHINA EST DEL PORTO REGIONALE DI GORO***

committente **COMUNE DI GORO**
p.zza Dante Alighieri, 19 - 44020 Goro (FE)
pec comune.goro@cert.comune.goro.fe.it

responsabile
unico del
procedimento **geom. Zappaterra Matteo**
pec comune.goro@cert.comune.goro.fe.it
tel. 0533 792925

progettista **geom. Zappaterra Matteo**
pec comune.goro@cert.comune.goro.fe.it
tel. 0533 792925

coordinatore
per la sicurezza
in fase di progettazione **geom. Zappaterra Matteo**
pec comune.goro@cert.comune.goro.fe.it
tel. 0533 792925

elaborato

Elab. 6

RELAZIONE
STRUTTURE E MATERIALI

Data: 24 Mag 2019



INDICE DEGLI ARGOMENTI

Premessa	2
Relazione di calcolo	4
Analisi dei carichi	5
VERIFICA DELLO STATO DI FATTO – IPOTESI PROGETTO 1974	7
VERIFICA DELLO STATO DI PROGETTO	9
DIMENSIONAMENTO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE	12
1. <i>MODELLI DI CARICO</i>	<i>12</i>
2. <i>STATO LIMITE ULTIMO DI PUNZONAMENTO</i>	<i>13</i>
3. <i>STATO LIMITE D'ESERCIZIO</i>	<i>15</i>
RELAZIONE SUI MATERIALI	16
<i>CALCESTRUZZO STRUTTURALE</i>	<i>16</i>
<i>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO</i>	<i>19</i>
<i>IPOTESI DI CALCOLO E DIAGRAMMI COSTITUTIVI</i>	<i>21</i>

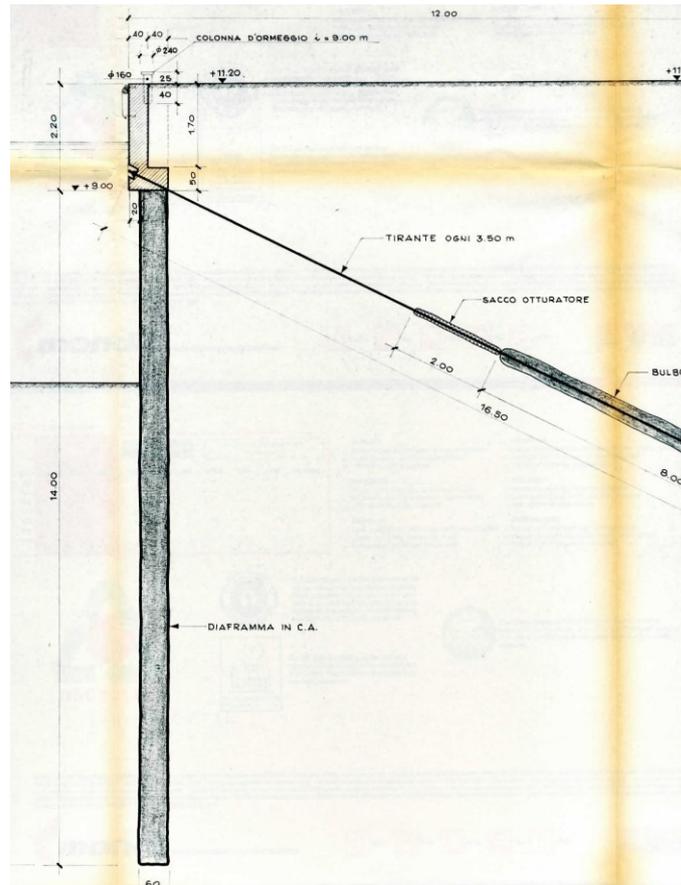


Premessa

Sono oggetto della presente relazione le verifiche e valutazioni sulle strutture relativamente all'intervento di sopraelevazione della banchina Est del porto di Goro, **III STRALCIO**. L'opera prevista è a carattere prettamente edile, tuttavia si riportano alcune valutazioni in merito alle interazioni con le strutture esistenti.

Il presente stralcio è relativo ad un tratto di banchina rettilineo di mt 35.00 a parziale completamento dell'intervento iniziato con il primo lotto che ha interessato i primi 200 m nord di banchina ed il secondo lotto di ml 92 in corso di intervento, estendendo ulteriormente la sopraelevazione anche alle ulteriori porzioni di banchina, nella zona a maggior rischio allagamento.

Le strutture di sostegno della banchina Est del porto di Goro sono realizzate con diaframmi in c.a. di spessore 60 cm e lunghezza 14.5 m (il diaframma si attesta a quota -5,00 m) con tiranti inclinati di 26° rispetto all'orizzontale per una lunghezza totale di 16,5 m (bulbo attivo ~8 m) ed interasse 3,5 m. In sommità la paratia è completata da una trave continua di irrigidimento con fori per il passaggio dei tiranti e l'ancoraggio mediante piastra di ripartizione. I pontili invece sono stati dimensionati per le elevate sollecitazioni statiche e dinamiche derivanti dai natanti oltre che per il carico permanente e accidentale gravante sull'impalcato. Date le modeste caratteristiche meccaniche del terreno, le fondazioni sono di tipo profondo a pali trivellati di grande diametro (1.2 m) disposti in unica fila ad interasse di 10 m. L'impalcato è costituito da quattro travi prefabbricate in c.a.p. della lunghezza di 8,96 m e da un solettone gettato in opera di 20 cm di spessore provvisto di irrigidimenti trasversali ad interasse di circa 3 m anch'essi gettati in opera. L'impalcato grava sulle fondazioni attraverso travi di coronamento su cui poggia mediante cuscinetti in neoprene di spessore 1 cm.



Sezione tipo banchina-paratia

“Porto di Goro-Progetto di ampliamento del porto – perizia di variante e suppletiva alla prima fase” progetto dei Proff. Ing. Pietro Colombo e Renato Tosi – Ferrara, 21.05.1974

Le risorse strutturali delle paratie, unitamente ai valori di carico con cui le stesse sono state dimensionate, ed alle soluzioni appositamente studiate per l'intervento porta a non ritenere necessario il consolidamento ma unicamente una verifica delle strutture per i nuovi carichi.

Elemento fondamentale per il progetto dell'opera è la scelta accurata dei materiali sia per i pesi che essi comportano che per la necessità di garantire adeguate risorse di durabilità alla struttura. Le caratteristiche specifiche, i parametri di calcolo e i codici di identificazione in rapporto alle vigenti normative vengono definiti nella relazione sui materiali.



Relazione di calcolo

La scelta progettuale intrapresa è fondata sullo studio della documentazione relativa al progetto originale del 1974 (variante alla prima proposta progettuale) al fine di verificare le risorse in termini di capacità delle paratie esistenti. Come riportato alla pagina 12 della relazione tecnica a corredo della prima ipotesi progettuale del 1971, il fenomeno della subsidenza ha indotto i progettisti, Proff. Pietro Colombo e Renato Tosi, a dimensionare le strutture portanti per un carico aggiuntivo pari a 450 Kg, corrispondente ad un incremento della quota altimetrica della banchina di circa 50 cm con soluzioni di “tipo leggero”. Inoltre il dimensionamento è stato eseguito per un carico accidentale dovuto al traffico veicolare pari a 1000 Kg/m². Successivamente, con il progetto di variante del 1974, il carico aggiuntivo per l’ipotesi di futura sopraelevazione della banchina è stato incrementato a 500 Kg/m² a parità di carico accidentale.



valori considerati in fase di progetto.

Le verifiche sui diaframmi sono state condotte alle tensioni ammissibili nell'ottica del progetto simulato, ovvero per una comparazione tra lo stato di sollecitazione di progetto e quello derivante dei nuovi sovraccarichi.

Il carico previsto dal progettista prof. Colombo era pari a 1500Kg/m², per tener conto di un carico accidentale di 1000Kg/m² ed una quota pari a 500 Kg/m² per la futura sopraelevazione qualora i fenomeni di subsidenza avessero reso necessaria una modifica delle quote estradossali della banchina.

Per la presente soluzione, a favore di sicurezza, si incrementa il carico accidentale sino a 1800 Kg/m², utilizzando i medesimi riferimenti adottati nella verifica del tratto di banchina posto a quota maggiore (assunzione cautelativa in quanto il carico per il nuovo pacchetto risulta comunque ben inferiore a 800Kg/m², soprattutto per il secondo lotto, oggetto della presente relazione).

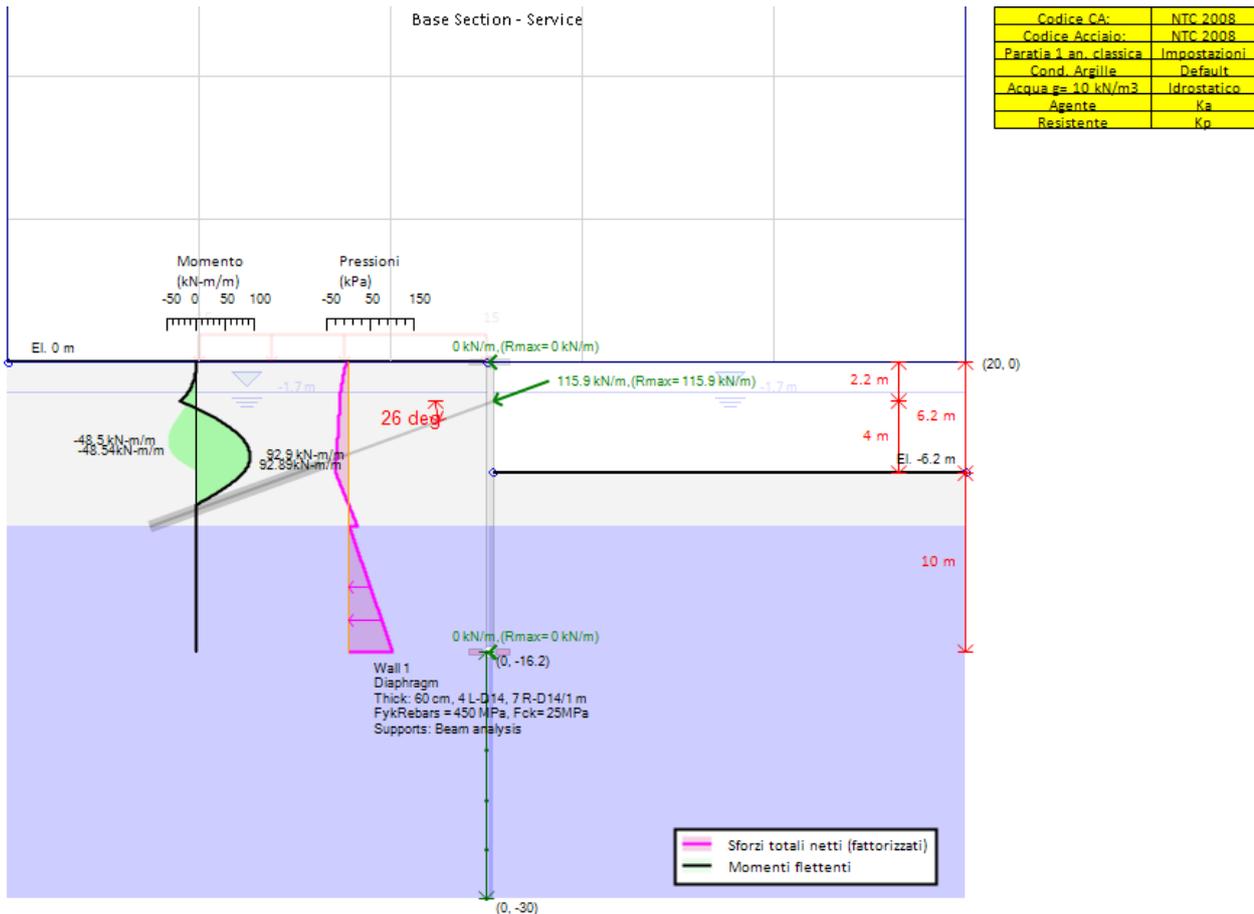


VERIFICA DELLO STATO DI FATTO – IPOTESI PROGETTO 1974

Nell'ottica del progetto simulato, si adotta la stessa stratigrafia utilizzata in fase di progettazione.

The screenshot shows the 'Dati terreno' window for soil profile 'colombo1'. The 'Tipi di terreno' list on the left includes 'colombo1' and 'colombo2'. The main panel is divided into sections: 1. Dati base terreno (Nome: colombo1, Colore: [button]), 2. Comportamento terreno (radio buttons for Sabbia, Limo, Argilla, Roccia; 'Limo' is selected), 3. Condizioni iniziali argilla (radio buttons for Non drenato, Drenato; 'Drenato' is selected), 4. Pesì specifici - Densità (γ_t : 18 kN/m³, γ_{Sec} : 18 kN/m³, γ_w : 8), 5. Parametri resistenza e coefficiente di Poisson (c^* : 0 kPa, ϕ^* : 25°, S_u : 0 kPa, ϕ_{cv} : 22.468°, v : 0.35, ϕ_{picco} : 22.468°), 6. Permeabilità (Kx: 0.1 m/sec, Kz: 0.1 m/sec), 8. Coefficienti spinta a riposo (K₀NC: 0.577, nOCR: 0.8). The formula $K_0 = K_{0NC} \cdot (OCR)^{nOCR}$ is shown at the bottom.

The screenshot shows the 'Dati terreno' window for soil profile 'colombo2'. The 'Tipi di terreno' list on the left includes 'colombo1' and 'colombo2'. The main panel is divided into sections: 1. Dati base terreno (Nome: colombo2, Colore: [button]), 2. Comportamento terreno (radio buttons for Sabbia, Limo, Argilla, Roccia; 'Argilla' is selected), 3. Condizioni iniziali argilla (radio buttons for Non drenato, Drenato; 'Drenato' is selected), 4. Pesì specifici - Densità (γ_t : 19 kN/m³, γ_{Sec} : 16 kN/m³, γ_w : 9), 5. Parametri resistenza e coefficiente di Poisson (c^* : 0 kPa, ϕ^* : 20°, S_u : 0 kPa, ϕ_{cv} : 22.468°, v : 0.35, ϕ_{picco} : 22.468°), 6. Permeabilità (Kx: 0.1 m/sec, Kz: 0.1 m/sec), 7. Pressioni minime arille (analisi eq. lim.) (Min sh: 0 kPa, Min Ka: 0.2), 8. Coefficienti spinta a riposo (K₀NC: 0.5, nOCR: 1). The formula $K_0 = K_{0NC} \cdot (OCR)^{nOCR}$ is shown at the bottom.



L'azione assiale di trazione sul tirante vale $R_{tirante} = 115,9$ kN/m.

Tenuto conto dell'interasse pari a 3,5 metri, lo sforzo sul tirante è pari a 40,5 ton/tirante.

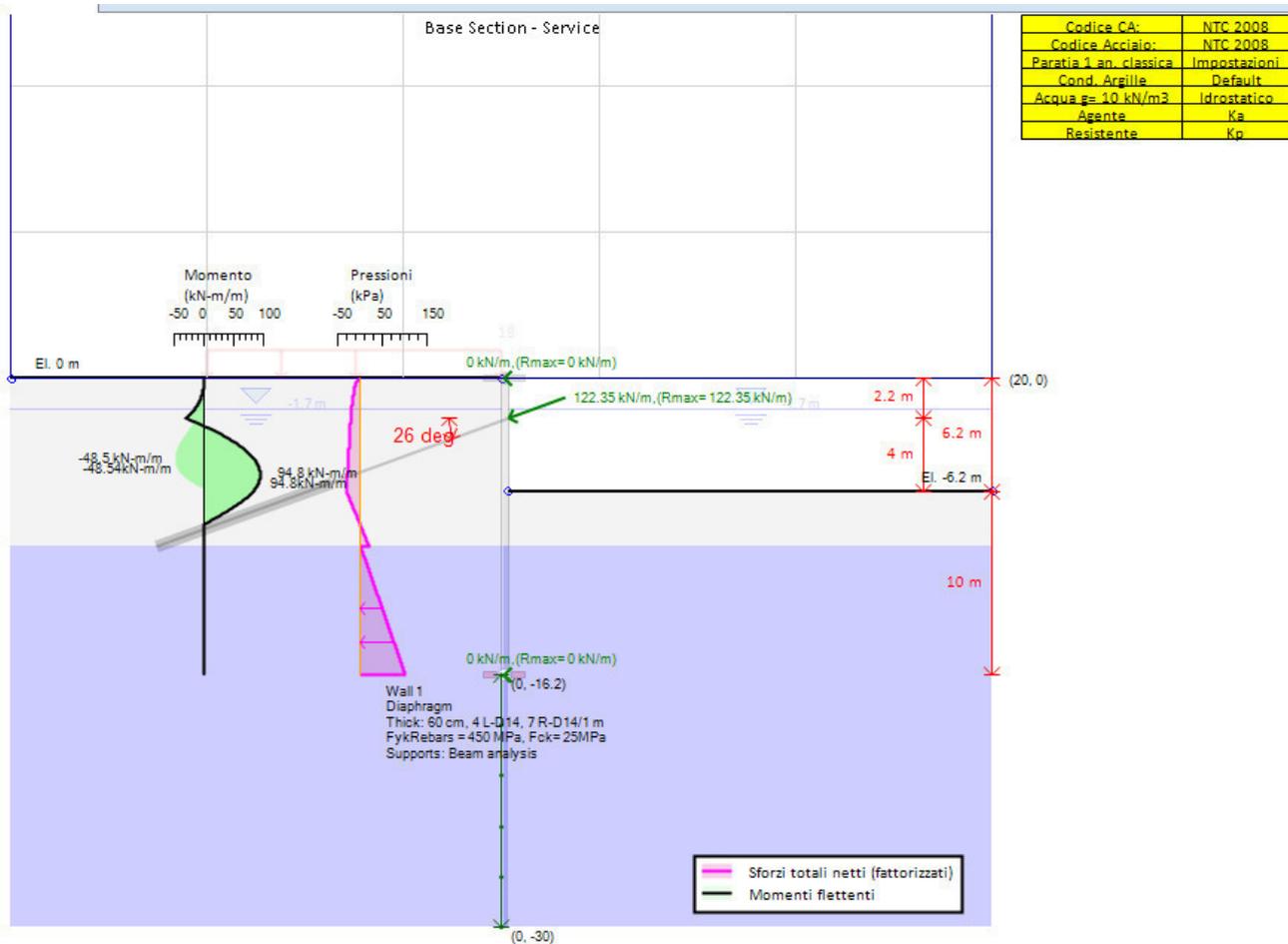
Il massimo momento sulla paratia è pari a $M_{max} = 92,9$ kNm/m.

I valori ottenuti sono del tutto in linea con quanto riportato nella relazione originale.

Al fine di verificare l'entità dell'incremento delle sollecitazioni sulla struttura a seguito dell'intervento, si riporta la verifica per un carico accidentale pari a 1800 Kg/m².



VERIFICA DELLO STATO DI PROGETTO



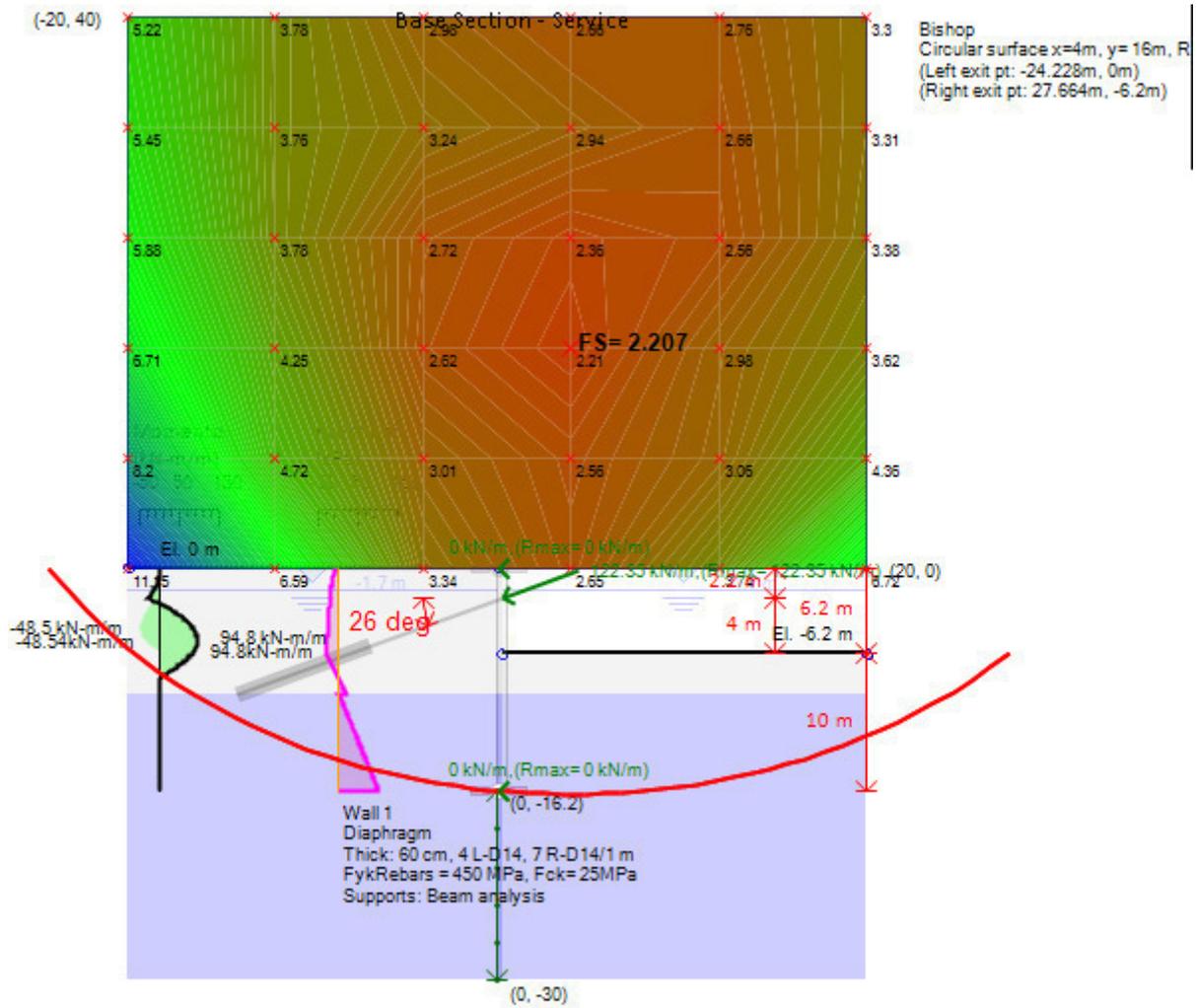
L'azione assiale di trazione sul tirante vale $R_{tirante} = 122,35 \text{ kN/m}$.

Tenuto conto dell'interasse pari a 3,5 metri, lo sforzo sul tirante è pari a 42,8 ton/tirante.

Il massimo momento sulla paratia è pari a $M_{max} = 94,8 \text{ kNm/m}$.

L'incremento di sollecitazione sul tirante è pari al 7%, mentre l'incremento di sollecitazione flettente sulla paratia è del 2%, ovvero del tutto trascurabile.

Si riporta la verifica globale del sistema terreno-diaframma allo stato di progetto.



Fattore di sicurezza globale=2,207

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Come emerso la condizione di maggiore criticità si verifica per i tiranti d'ancoraggio, che risultano ora sottoposti ad un tiro assiale (sull'inclinazione di 26°) pari a 12,23 ton/m, calcolato per un sovraccarico massimo di 1800 Kg/m².

I tiranti sono disposti ad interasse di 3,5 m ed il tiro su ciascuno di essi vale:

$$T=3,5 \times 12,23 = 42,8 \text{ ton}$$

Come già riportato, le caratteristiche geometriche del tirante sono:

Ltot= 16 m

Tratto libero= 8 m

Bulbo d'ancoraggio= 8 m

Inclinazione sull'orizzontale= 26°

Il tasso di lavoro sull'acciaio armonico vale:



$$\sigma_f = 49000 / (4 \times 1.39) = 8812 \text{ Kg/cm}^2$$

La portanza teorica del tirante allo sfilamento viene calcolata usando la formula:

$$P_{lim} = \pi D L (H' (\gamma - \gamma_0) K)$$

Dove il termine $H' (\gamma - \gamma_0)$ indica la pressione media del bulbo sul tirante. Nel caso in esame si ha:

$$D = 0,3 \text{ m (diametro minimo del bulbo)}$$

$$L = 8 \text{ m (lunghezza del bulbo)}$$

$$H' = 10,28 \text{ m (battente medio di terreno sul bulbo)}$$

$$(\gamma - \gamma_0) = 900 \text{ Kg/mc (peso specifico del terreno immerso)}$$

$$K = 1,5 \text{ (coefficiente che tiene conto dell'iniezione eseguita in pressione)}$$

Per cui sostituendo:

$$P_{lim} = \pi D L (H' (\gamma - \gamma_0) K) = 117,34 \text{ ton}$$

Ne risulta un coefficiente allo sfilamento pari a: $117,34 / 42,8 = 2,74$

Tenuto conto che l'obiettivo del progettista era un coefficiente di sicurezza pari a 2,0, l'intervento risulta compatibile con le caratteristiche prestazionali delle strutture esistenti ed in linea con i parametri di riferimento nella progettazione.

Non si prevedono ad ora incrementi di carico sui pontili che verranno semplicemente raccordati alla nuova quota della banchina attraverso una rampa.

E' stato trascurato il contributo del nuovo carico permanente che porta il valore della pressione media del bulbo a $q = 1900 \times 1,2 + 900 \times 9 + 700 \times 0,6 = 10680 \text{ Kg}$



DIMENSIONAMENTO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE

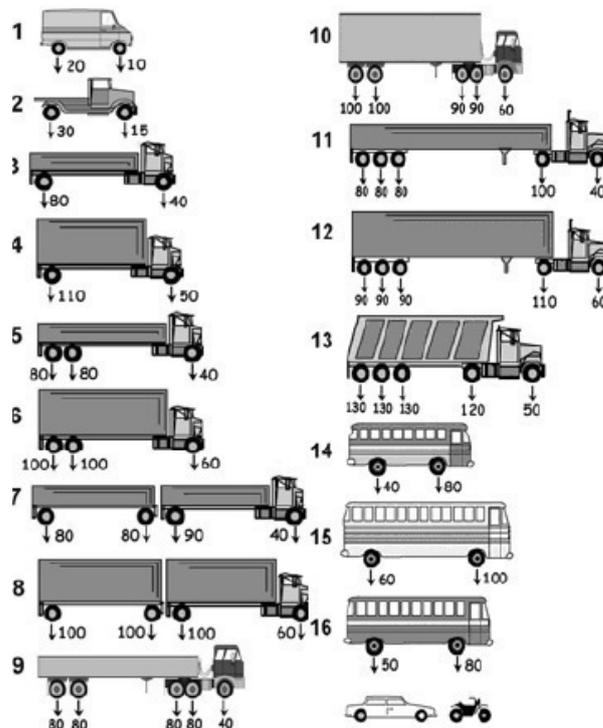
1. MODELLI DI CARICO

Il carico può essere:

- ripartito “p” uniformemente sulla superficie;
- concentrato P1 su un’area A. A questa tipologia di carico si fa riferimento nel seguito. Indipendentemente dalla forma effettiva dell’area di carico si assume, nel calcolo, un’area di carico ideale (“area efficace”) di superficie A avente forma circolare, dunque di raggio $a = 0,564 \sqrt{A}$. La pressione di contatto σ_{cont} sul calcestruzzo vale dunque:

σ_{cont} = Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

Sebbene il traffico veicolare sulla banchina sia alquanto modesto e i mezzi siano di piccole dimensioni, si esegue una verifica della pavimentazione stradale per accertare che la pavimentazione sopporti almeno un passaggio di carichi eccezionali. Si intende per carico eccezionale un mezzo di portata 600 KN distribuiti su 6 ruote (ovvero 100KN/ruota).





2. STATO LIMITE ULTIMO DI PUNZONAMENTO

Per punzonamento si intende la rottura locale del calcestruzzo di una piastra per effetto di un carico agente su un'area limitata. La verifica allo stato limite di punzonamento determina lo spessore minimo della pavimentazione. Per il progetto/verifica allo stato limite ultimo di punzonamento il D.M. 14/01/2008 fornisce la formula:

$$FRd = 0,5 u h f_{ctd}$$

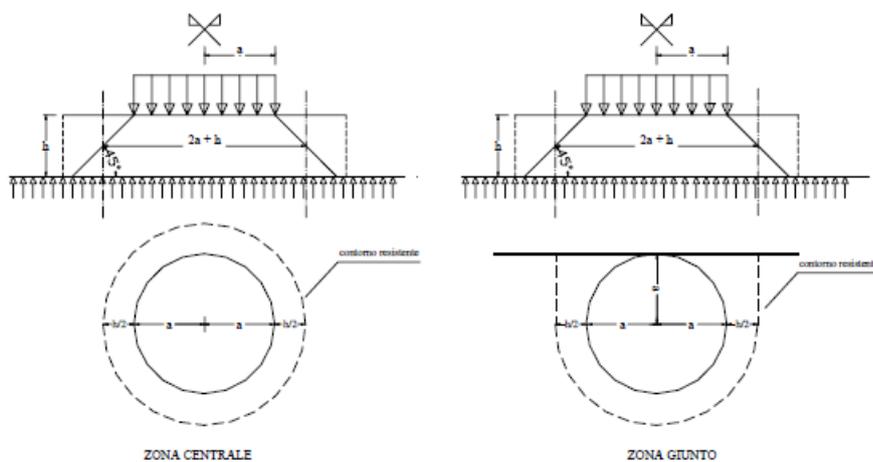
Dove:

FRd forza resistente a punzonamento allo stato limite ultimo;

f_{ctd} valore di calcolo della resistenza a trazione assiale ricavabile dividendo la resistenza caratteristica f_{ctk}0,05 per il coefficiente γ_{mc} = 1,6.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_{mc}} = \frac{0,7 \cdot 0,48 \sqrt{R_{ck}}}{1,6}$$

u perimetro del "contorno resistente" a punzonamento, ottenuto dal contorno effettivo dell'area caricata mediante diffusione a 45° estesa allo spessore della piastra. I perimetri u_c e u_g del "contorno resistente" sono tratteggiati in figura, rispettivamente per carico posto in zona centrale (a sin) o in adiacenza a un bordo libero (a destra).





$$u_c = \pi (2a + h)$$

$$u_g = 0,5 \pi (2a + h_g) + 2^\circ$$

Il fattore moltiplicativo delle azioni viene assunto $\gamma_F = 1,5$ cioè considerando, a favore di sicurezza, tutte le azioni come variabili. Si ottiene:

$$h = a \left(\sqrt{1 + \frac{3\sigma_{cont}}{f_{ctd}}} - 1 \right)$$

$$h_g = \frac{1,5P_1}{0,5u_g f_{ctd}}$$

Si riportano i parametri caratterizzanti in esame nelle tabelle a seguire:

A) ZONA CENTRALE

Rck	45,00	N/mm ²
h	200,00	mm
a	225,60	mm
P	100000,00	N
Ecls	31220,00	N/mm ²

fctd	1,41	N/mm ²
u	2044,77	mm
Frd	288051,14	N

$P < Frd$ la verifica risulta soddisfatta.

B) ZONA GIUNTO

Rck	45,00	N/mm ²
hg	200,00	mm
a	225,60	mm
P	100000,00	N
k	0,10	N/mmc
Ecls	31220,00	N/mm ²

fctd	1,41	N/mm ²
ug	1473,58	mm
Frd	207587,14	N

$P < Frd$ la verifica risulta soddisfatta.



3. STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Il valore della massima tensione d'esercizio sulla porzione centrale della piastra viene calcolata attraverso il modello di Westergaard (1929) per carico posizionato al centro della lastra:

$$\sigma_{maz} = P \frac{0.275(1+\nu)}{h^2} \left[\log_{10} \left(\frac{\rho}{b} \right)^4 + 1.069 \right]$$

Dove:

h: spessore della piastra;

P: carico verticale applicato;

u: coefficiente di Poisson (0.15);

$$\rho = \sqrt[4]{\frac{B}{k}} = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}} \text{ raggio d'inerzia relativa;}$$

b: raggio d'impronta "fittizio"

Si riporta a seguire il valore massimo della tensione per il caso in esame:

$$\sigma_{maz} = P \frac{0.275(1+\nu)}{h^2} \left[\log_{10} \left(\frac{\rho}{b} \right)^4 + 1.069 \right] = 0,94 \text{ daN/cm}^2$$

La tensione ammissibile di riferimento viene calcolata tenendo conto dell'effetto della fatica attraverso il coefficiente riduttivo γ_{fat} che si assume di valore pari a 2.

$$\sigma_f = \frac{1,2 f_{ct0,05}}{\gamma_{FAT}} = \frac{1,2 \cdot 0,7 \cdot 0,48 \sqrt{R_{ck}}}{\gamma_{FAT}} = 1,35 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_{MAX} < \sigma_{FAT}$

La verifica risulta soddisfatta.



RELAZIONE SUI MATERIALI

Tutti i materiali e i prodotti per uso strutturale devono essere identificati univocamente a cura del produttore, qualificati secondo la responsabilità del produttore e accettati del Direttore dei Lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali e di accettazione. La normativa di riferimento per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali è rappresentata da

CALCESTRUZZO STRUTTURALE

La presente opera viene realizzata adottando calcestruzzo ad alta resistenza eventuale classe C35/45 in virtù delle particolari condizioni ambientali in cui sorge l'opera (classe di esposizione XS3).

Secondo la UNI EN 206-1, qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con cloruri presenti nell'acqua di mare oppure con aria che trasporta sali derivanti dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:

XS1	Esposto a nebbia salina, ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa.
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine.
XS3	Zone esposte alle onde oppure alla marea	Parti di strutture marine.

Le resistenze di calcolo f_d si ottengono mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale,

γ_m sono i coefficienti parziali del materiale.

- Per il cls. la resistenza di calcolo a compressione f_{cd} è:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza cilindrica a compressione del cls. a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari a 1,5.



Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di solette e pareti gettate in opera e con spessori minori di 5 cm., la resistenza di calcolo a compressione è da considerarsi pari a 0,80 f_{cd}

- La resistenza di calcolo a trazione f_{cd} vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

dove:

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

Classi di esposizione

	Nessun rischio di corrosione	Corrosione indotta da carbonatazione			Corrosione indotta da cloruri				
						Acqua di mare		Cloruri provenienti da altre fonti	
	X0	XC1 / XC2	XC3	XC4	XS1	XS2 / XS3	XD1	XD2	XD3
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
R_{ck} minima	15	30	35	40	40	45	35	40	45
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360

La dimensione massima dell'aggregato (D_{max}) deve essere scelta in modo che il calcestruzzo possa essere gettato in opera con buona scorrevolezza e senza segregazione. Il diametro nominale massimo dell'aggregato deve essere determinato in funzione:

- dello spessore del pavimento: il diametro max. non deve superare un quarto dello spessore del pavimento;
- della misura del copriferro (cpf) che non deve essere comunque inferiore a cm 4;
- della metodologia di posa in opera: a mezzo pompa o con scarico diretto dall'autobetoniera, a mezzo benna, dumper, o per stesura con pale e rastrelli.

Nel caso l'impianto di betonaggio utilizzi aggregato con dimensione massima inferiore a quella richiesta, la Direzione Lavori dovrà indicare gli opportuni accorgimenti per ovviare al maggior ritiro conseguente.

Si consiglia l'impiego di almeno tre classi granulometriche. Sono preferibili curve che non prevedano eccesso di sabbia (come spesso avviene per gli impasti ordinari); è ammesso l'utilizzo di curve discontinue. Il contenuto di parti fini (passanti al setaccio 0,25 mm, cemento incluso) non deve superare i valori riportati nella tabella sottostante:



COMUNE DI GORO

Dimensione massima dell'aggregato (mm)	Contenuto massimo di fini (Kg/m ³)
8	525
16	450
32	400
≥50	350



ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili e controllati.

Si adotta acciaio B450C caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$$f_{y,nom}: 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,nom}: 540 \text{ N/mm}^2$$

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t,nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y,nom})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

Le resistenze di calcolo f_d si ottengono mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale,

γ_m sono i coefficienti parziali del materiale.

- La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

f_{yk} (per armatura ordinaria) è la resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio.

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza che, per tutti i tipi di acciaio vale 1,15



- La tensione tangenziale di aderenza acciaio – cls. f_{bd} è data :

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove:

γ_c è il coefficiente di sicurezza parziale pari a 1,5,

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk}$$

in cui:

$\eta = 1,0$ per barre di diametro $\varnothing \leq 32$ mm.

$\eta = (132 - \Phi / 100)$ per barre di diametro superiore

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.



IPOTESI DI CALCOLO E DIAGRAMMI COSTITUTIVI

Il dimensionamento a sforzo normale e flessione delle sezioni in c.a. viene eseguito effettuando le seguenti ipotesi di base:

- cls. non resistente a trazione;
- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e cls.;
- rottura del cls per compressione al raggiungimento della sua capacità deformativi ultima a compressione ($\epsilon_{cu} = 3,5 ‰$);
- rottura dell'acciaio a trazione al raggiungimento della capacità ultima di deformazione del materiale.

Il calcolo della capacità di resistenza della sezione viene eseguito adottando per i materiali i seguenti diagrammi costitutivi:

- 1) Si adottano per il cls. i seguenti modelli costitutivi, definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} e alla deformazione ultima ϵ_{cu}

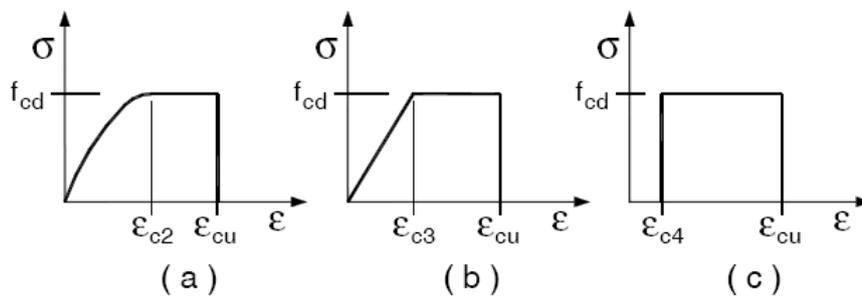


Figura 4.1.1 – Modelli $\sigma - \epsilon$ per il calcestruzzo

In figura sono rappresentati i modelli $\sigma - \epsilon$ per il cls: (a) parabola – rettangolo; (b) triangolo rettangolo; (c) rettangolo (stress block)

In particolare si può porre:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 0,20 \% & \epsilon_{cu} &= 0,35\% \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% & \epsilon_{c4} &= 0,07\% \end{aligned}$$

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per deformazione ultima a rottura il valore ϵ_{c2} anziché ϵ_{cu} (CALCOLO A COMPRESSIONE SEMPLICE).



- 2) Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare modelli basati sul valore di deformazione ultima del materiale $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$ [$\epsilon_{uk} = (A_{gt})k$], sul valore di calcolo della resistenza f_{yd} e sul rapporto di sovraresistenza $k = (f_t / f_y)_k$.

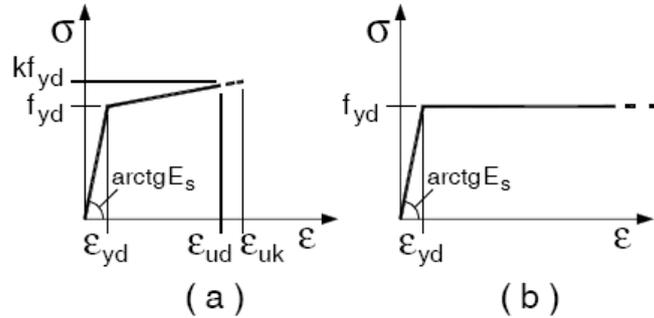


Figura 4.1.2- Modelli σ - ϵ per l'acciaio

In particolare i calcoli a seguire si basano sul diagramma rappresentativo del comportamento elastico perfettamente plastico.