

	Rev.		El.	Pag. n. 1
			RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PROTEZIONE DEI FONDALI	

**AUTORITA' PORTUALE DI GIOIA TAURO**

**PORTO DI GIOIA TAURO**

**LAVORI DI APPROFONDIMENTO DEI FONDALI  
DEL CANALE PORTUALE E DEL BACINO DI ESPANSIONE  
NONCHÉ  
DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE E REALIZZAZIONE  
DELLA TERZA VIA DI CORSA NEL TRATTO 'D'  
DELLE BANCHINE DI LEVANTE**

**– PROGETTO PRELIMINARE –**

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PROTEZIONE DEI FONDALI  
DELL'ELEMENTO DI PROTEZIONE DEL PARAMENTO ESISTENTE**

---

	Rev.		EI.	Pag. n. 2
			RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PROTEZIONE DEI FONDALI	

## INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	OGGETTO E SCOPO	6
3.	VERIFICHE DI STABILITA'	7
3.1.	Calcolo delle azioni generate dalle eliche delle navi	9
3.1.1.	Nave di progetto	9
3.1.2.	Calcolo della velocità del getto generata dal propeller	9
3.1.3.	Calcolo della velocità del getto generata dal Thruster	11
3.2.	Verifiche della stabilità dei massi	12
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE	14
4.1.	Curve granulometriche	14
5.	FASI ESECUTIVE	15
6.	VERIFICA DI STABILITA' DELL'ELEMENTO DI PROTEZIONE	17

---

	Rev.		El.	Pag. n. 3
			RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PROTEZIONE DEI FONDALI	

## 1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione viene illustrato il sistema di protezione dei fondali e dell'elemento di protezione nei tratti "A", "B", "C" e "D" della banchina di levante del Porto di Gioia Tauro (vedi Fig. 1.1e Fig. 1.2).



FIG. 1.1 - PORTO DI GIOIA TAURO – VISTA AEREA DEL PORTO (DAL SITO DELL'AUTORITA' PORTUALE)

In corrispondenza dei tratti di banchina in oggetto è previsto un dragaggio fino alla profondità di 16m per una fascia larga circa 60 m. Per la stabilità della banchina è necessario avere la certezza che tale profondità ottenuta con il dragaggio non aumenti in prossimità della banchina. Ciò invece potrebbe succedere, in assenza di un'opportuna protezione, a seguito di erosioni provocate dalle manovre di ormeggio e disormeggio delle navi

	Rev.		EI.	Pag. n. 4
			RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PROTEZIONE DEI FONDALI	



FIG. 1.2 - PORTO DI GIOIA TAURO – VISTA AEREA DELLA BANCHINA DI LEVANTE (DAL SITO DELL’AUTORITA’ PORTUALE)

La soluzione proposta consiste in una protezione in massi naturali con pezzatura 1.000-3.000 kg con larghezza 4 m e spessore variabile tra 90 a 120 cm, posati su uno strato di filtro realizzato con geotessile.

La protezione si estende sull’intero sviluppo dell’intervento per una larghezza di 4m a partire dalla soletta di sommità costituente l’elemento di protezione (di ampiezza pari a 6,20 m) appoggiato su colonne jet grouting, ottenendo così una fascia protetta di circa 10 m dal paramento della banchina (Fig. 1.3). Tale configurazione costituisce la larghezza minima da proteggere per evitare problemi di instabilità della struttura per le possibili erosioni nel tratto non protetto.

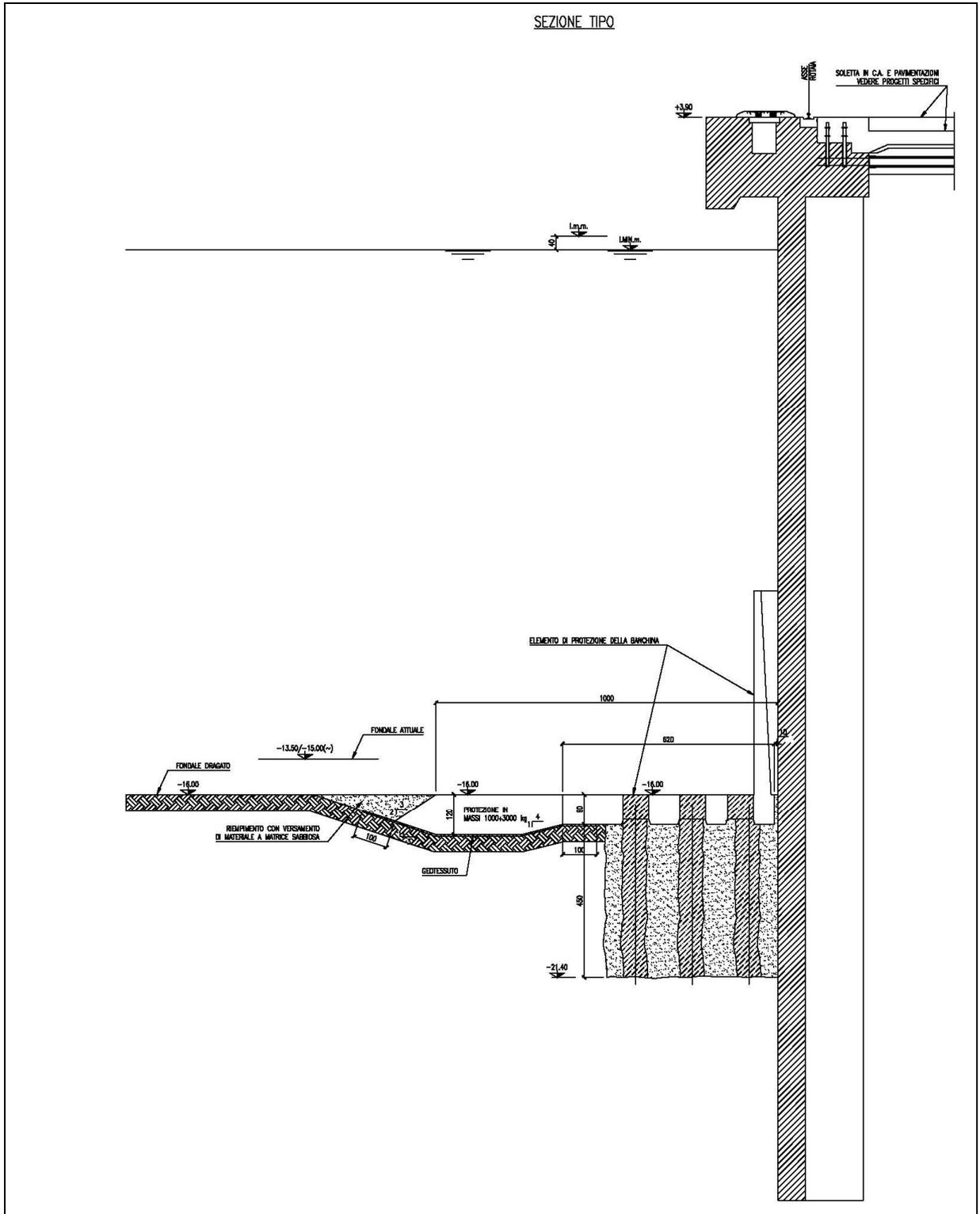


FIG. 1.3 - PORTO DI GIOIA TAURO – SEZIONE TIPO DELLA PROTEZIONE DEL FONDALE

	Rev.		EI.	Pag. n. 6
			RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PROTEZIONE DEI FONDALI	

## 2. OGGETTO E SCOPO

Il presente rapporto contiene le verifiche effettuate per i massi posati per la protezione del fondale in corrispondenza dei tratti di banchina oggetto dell'intervento.

La protezione del fondale ha la funzione di evitare erosioni di materiale per effetto delle manovre di ormeggio e disormeggio delle navi.

Nel seguito si riportano:

- il calcolo delle azioni generate sul fondo dalle eliche delle navi;
- le verifiche di stabilità;

Si riporta inoltre la verifica della stabilità dell'elemento di protezione soggetto alle forze di trascinamento generate dalle eliche delle navi.

---

	Rev.		EI.	Pag. n. 7
			RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PROTEZIONE DEI FONDALI	

### 3. VERIFICHE DI STABILITA'

La stabilità dei massi posti a protezione della fascia di fondale antistante la banchina dai fenomeni di erosione indotti dalle eliche delle navi viene di seguito verificata con riferimento ad una nave portacontenitori Post-Panamax da 8.500 TEU.

Le verifiche sono condotte con riferimento alla manovra di disormeggio e partenza della nave di riferimento, ritenuta la più gravosa ai fini dell'intensità delle correnti indotte sul fondale (l'ormeggio non si ritiene significativo per tale nave, essendo assistito dai rimorchiatori, quindi con motori in *stand by*).

La manovra di partenza si compone di una fase di disallineamento dalla banchina ad opera dell'elica trasversale di prua (bow thruster) e della progressiva azione dell'elica principale di poppa (propeller) che tende ad allontanare la nave dall'ormeggio facendole guadagnare l'uscita dal porto. La seconda fase della manovra viene generalmente agevolata dall'azione di un rimorchiatore, come risulta da informazioni raccolte dal personale competente.

Benché il PIANC Bulletin n. 109 del 2002 riporti per le manovre di ormeggio/disormeggio percentuali di uso del motore pari al 10%, in virtù di quanto sopra esposto è possibile ridurre tale valore ad un valore più basso e maggiormente aderente alla manovra reale per una nave di dimensioni analoghe a quella di progetto. Si assume pertanto che l'elica di poppa venga azionata al 5% della potenza massima del motore.

Il 5% della potenza massima del motore viene assunto come parametro di riferimento per il calcolo considerando che l'intervento oggetto di variante riguarda la sola difesa allo scalzamento del masso di protezione al piede della banchina, e che la protezione dei fondali dovrà essere oggetto di uno specifico intervento di integrazione (al di fuori del presente appalto) conforme alle prescrizioni delle suddette linee guida. Pertanto il traffico delle navi in banchina, in particolare di quelle di maggiore stazza, dovrà essere regolamentato mediante apposita ordinanza dell'Autorità Marittima, al fine di limitare i fenomeni di erosione del fondale dovuti alle correnti generate dalle eliche motore.

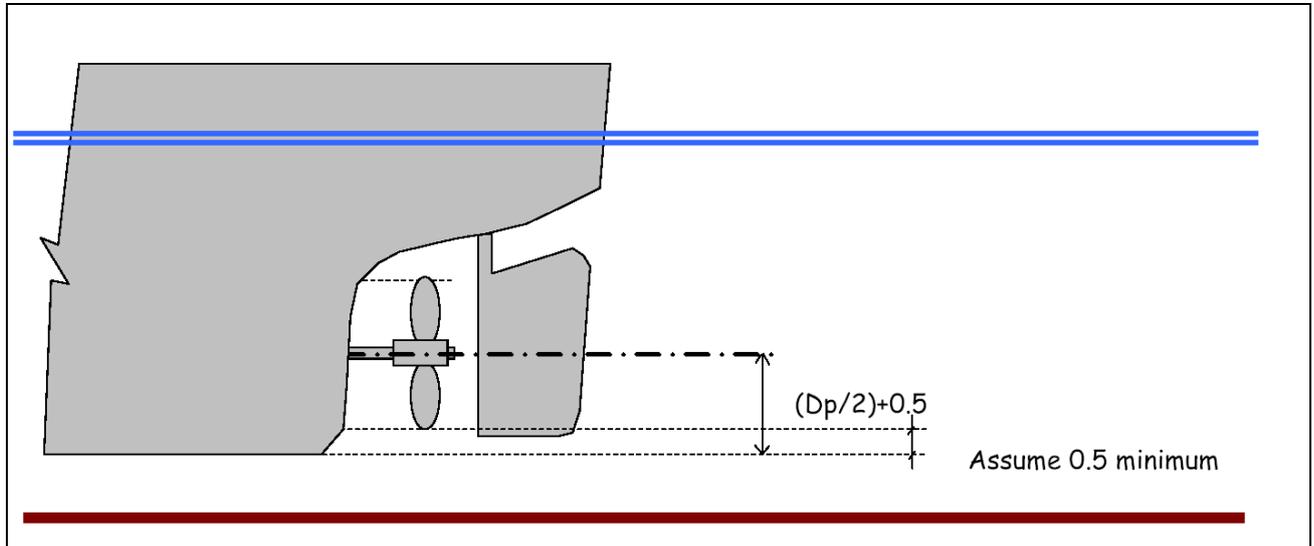


FIG. 3.1 - CONFIGURAZIONE TIPICA DELL'ELICA PRINCIPALE IN UNA NAVE

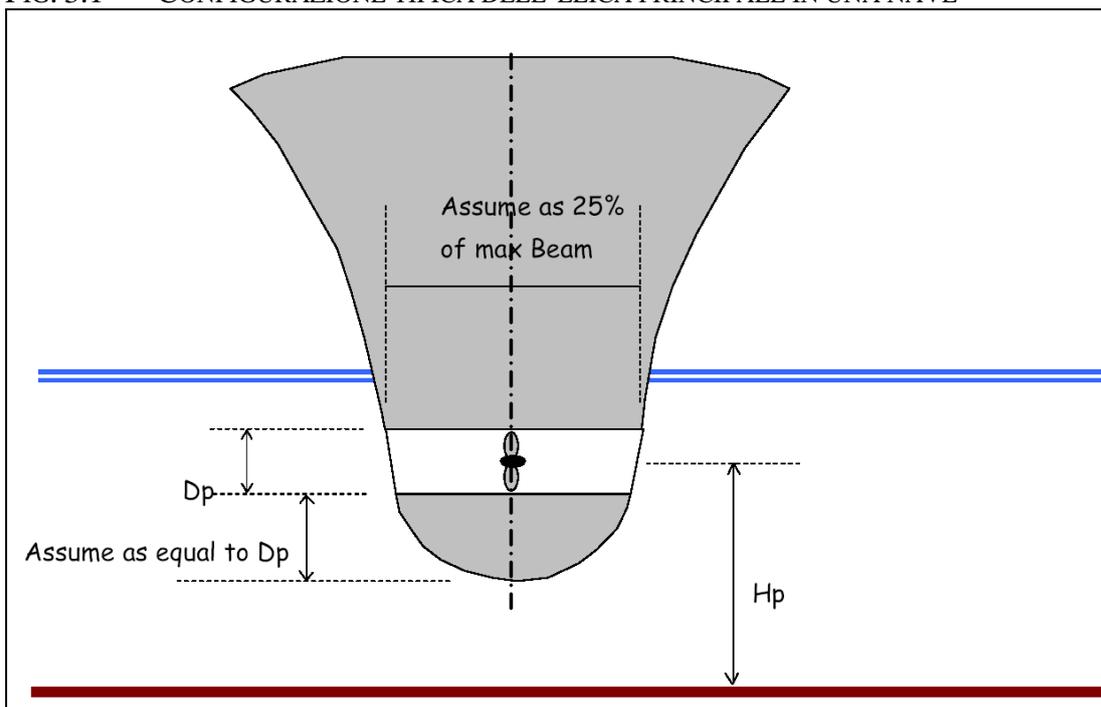


FIG. 3.2 - CONFIGURAZIONE TIPICA DEL THRUSTER IN UNA NAVE

Le due fasi inducono distinte azioni dinamiche sul fondo, la cui valutazione viene di seguito proposta separatamente. Il valore massimo della velocità viene quindi utilizzato per il dimensionamento e la verifica dei massi di protezione del fondale.

In entrambi i casi il criterio di calcolo adottato richiede la preventiva valutazione della velocità del fluido al centro del getto.

	Rev.		El.	Pag. n. 9
			RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PROTEZIONE DEI FONDALI	

### 3.1. Calcolo delle azioni generate dalle eliche delle navi

Le valutazioni sono eseguite con riferimento alle raccomandazioni PIANC/AIPCN contenute nel Supplemento al Bollettino n. 96 del 1997 (Report of Working Group 22).

#### 3.1.1. Nave di progetto

Si riportano di seguito le dimensioni caratteristiche della nave di progetto:

- Nave tipo: Portacontenitori
- Classe: Post-Panamax (tipo CSCL America)
- TEU: 8.500
- L<sub>oa</sub> (lunghezza fuori tutto): 334 m
- L<sub>bp</sub> (lunghezza tra i perpendicolari): 319 m
- B (larghezza): 42,8 m
- T<sub>max</sub> (pescaggio massimo): 14,50 m
- DWT: 101.612 t
- TSL (Tonnellate di Stazza Lorda): 90.645 t

*Caratteristiche elica e motore principale:*

- P<sub>max</sub> (potenza massima): 68.490 kW
- D<sub>p</sub> (diametro elica): 7,50 m

*Caratteristiche Thruster:*

- P<sub>max</sub> (potenza massima): 2.354 kW
- D<sub>p</sub> (diametro elica): 3,70 m

#### 3.1.2. Calcolo della velocità del getto generata dal propeller

La velocità iniziale U<sub>o</sub> al centro del getto è valutata mediante la seguente relazione (PIANC, 1997):

$$U_o = c \cdot \left[ \frac{P_d}{D_p^2} \right]^{\frac{1}{3}}$$

dove:

---

	Rev.		El.	Pag. n. 10
			RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PROTEZIONE DEI FONDALI	

- $P_d = 3425$  kW (potenza utilizzata nella manovra di disormeggio, pari al 5% della potenza massima del motore);
- $D_p = 7,50$  m (diametro dell'elica);
- $c =$  coefficiente che tiene conto delle caratteristiche dell'elica, pari a 1,17 per elica intubata e 1,48 per elica non intubata; si assume il valore 1,48.

Il valore ottenuto di  $U_o$  è pari a 5,82 m/s.

Con riferimento alla simbologia della figura seguente si procede nella definizione della velocità del getto al fondale.

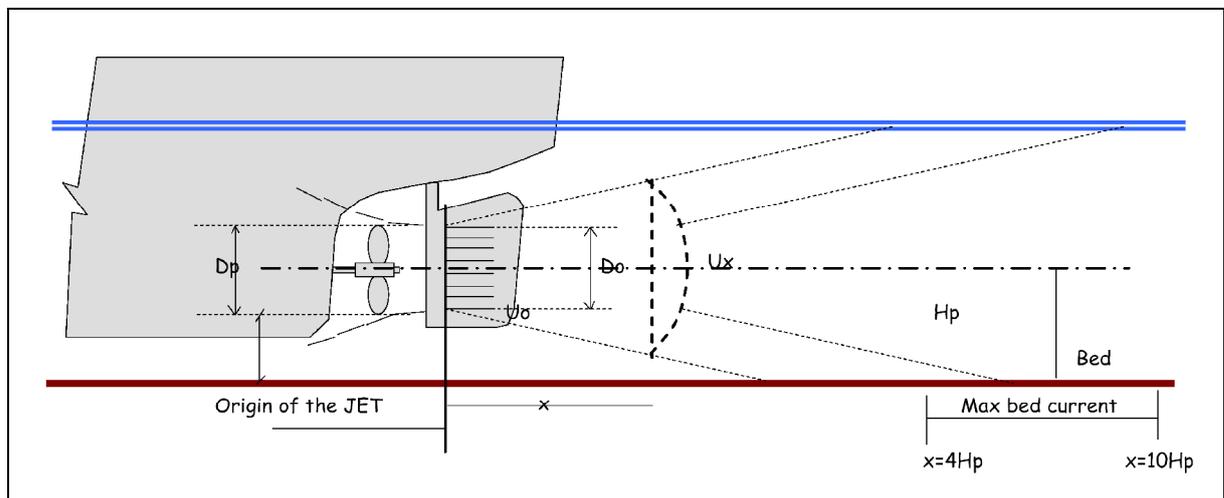


FIG. 3.3 - SCHEMA DEL GETTO DELL'ELICA E SIGNIFICATO DEI SIMBOLI UTILIZZATI NEI CALCOLI

Il valore della distanza fra l'asse dell'elica e il fondo del bacino, considerando mezzo metro di franco fra la chiglia e l'elica, viene determinato come segue:

$$H_p = D_p/2 + C + U_{KC} - T = 5,35 \text{ m}$$

dove

- $D_p =$  diametro dell'elica (pari a 7,5m);
- $C =$  franco tra chiglia e elica (assunto pari a 0,5m);
- $U_{KC} =$  franco sotto chiglia (pari a 1,5m);
- $T =$  marea (pari a -0,4 m)

Si determina quindi il valore del rapporto  $H_p/D_p$ , pari a:

$$H_p/D_p = 5,35 / 7,50 = 0,71$$

La massima velocità del getto che agisce a livello del fondo ( $U_{max, fondo}$ ) è ricavato dal diagramma riportato in Fig. 3.4, da cui si ottiene, per  $H_p/D_p = 0,71$ , il valore:

$$U_{\max, \text{fondo}} = U_0 \cdot 0,79 = 5,82 \cdot 0,79 = 4,60 \text{ m/s}$$

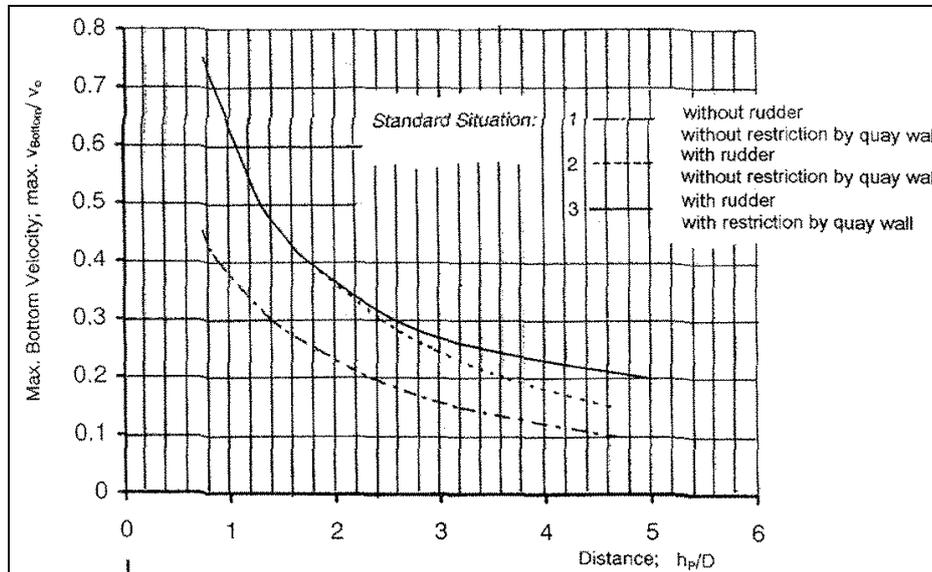


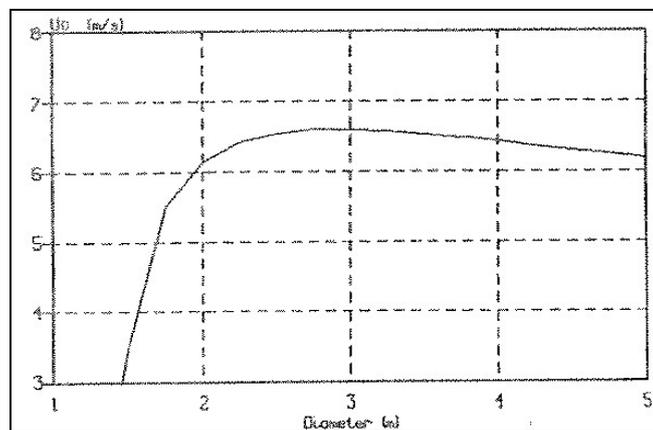
FIG. 3.4 - CALCOLO DELLA MASSIMA VELOCITÀ SUL FONDO IN FUNZIONE DEL RAPPORTO  $H_p/D_p$  (PIANC)

La velocità massima del getto si esercita tra 20 e 55 m dall'elica.

### 3.1.3. Calcolo della velocità del getto generata dal Thruster

Ai fini del presente progetto è stato seguito l'approccio progettuale presentato in "Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls", Supplemento al Bollettino n. 96 (1997).

Considerando le caratteristiche precedentemente riportate per il Thruster, dato il diametro dell'elica di  $D_p=3,70$  m dal seguente grafico (PIANC) si ottiene una velocità  $U_0$  al centro del getto pari a 6,55 m/s.





Nel caso specifico, nota la velocità massima del getto generato dalle eliche, pari a 4,60 m/s, il diametro passante al 50% dei massi è fornito dal grafico seguente.

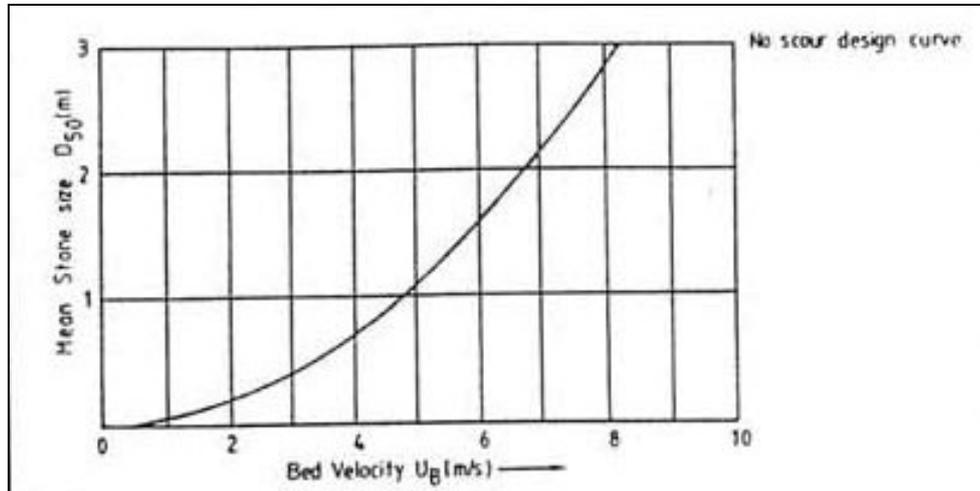


FIG. 3.7 -  $D_{50}$  MASSI IN FUNZIONE DELLA  $U_{MAX}$  (PIANC)

Dal grafico di cui sopra si ricava, per  $U_{max}=4,60$  m/s,  $D_{50}= 0,95$  m, cui corrisponde il peso  $W_{50}=2.250$  kg.

Si adotta pertanto un pietrame con pezzatura 1.000-3.000 kg.

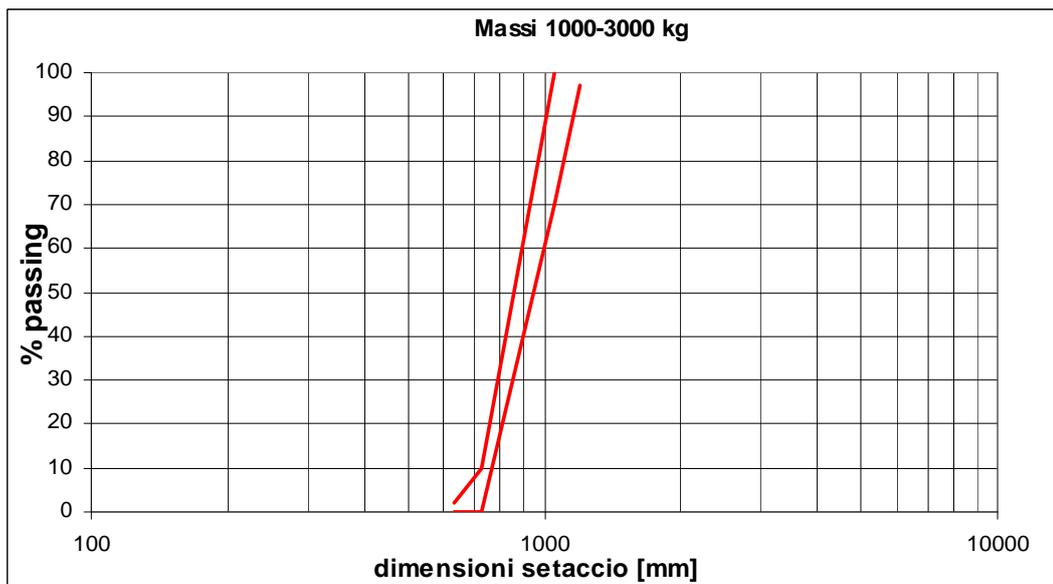
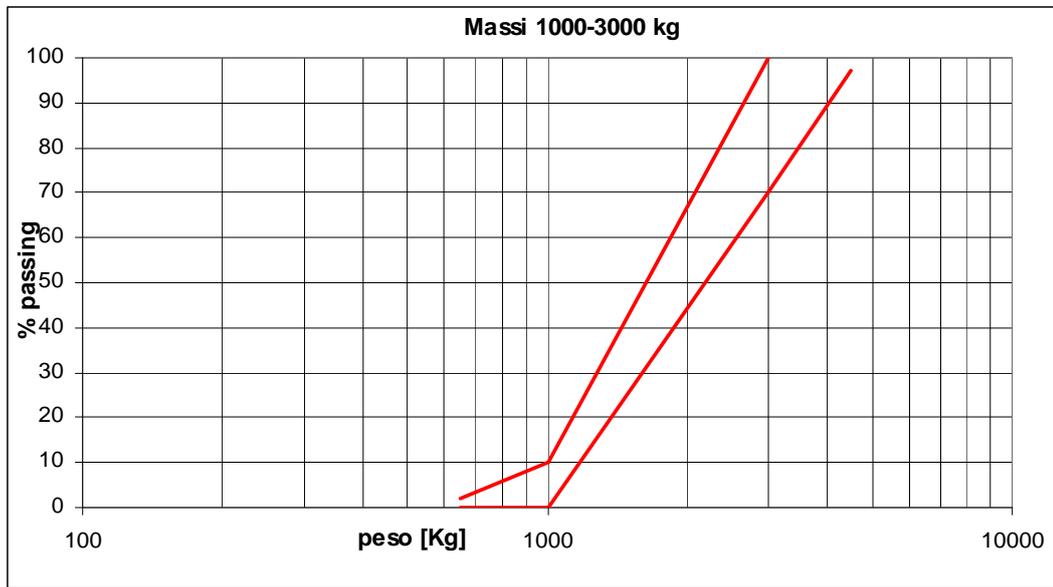
Lo spessore minimo della protezione dovrà essere non inferiore ad 1 m. Durante la posa dei massi dovranno inoltre essere prese tutte le dovute precauzioni al fine di evitare danni al geotessuto sottostante

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

##### 4.1. Curve granulometriche

Le curve granulometriche dei materiali adottati per la protezione del fondale sono di seguito rappresentate.

Massi 1.000-3.000 kg



	Rev.		EI.	Pag. n. 15
			RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PROTEZIONE DEI FONDALI	

## 5. FASI ESECUTIVE

L'esecuzione della protezione del fondale viene eseguita in più fasi, come presentato nella figura seguente (fig. 5.1).

Nella *Fase 1* sono previste l'esecuzione degli scavi per la posa del masso guardiano (quota finale -16,90 m l.m.m.) e del geotessuto (-17,20 m l.m.m.) e la posa del geotessuto. Il geotessuto dovrà essere adeguatamente appesantito onde evitare che nel periodo compreso tra la stesa dello stesso e la posa del pietrame di protezione possano verificarsi spostamenti del telo.

Nella successiva *Fase 2* viene posato l'elemento di protezione monolitico e vengono realizzate le colonne in jet grouting.

Nella *Fase 3* viene posato il pietrame naturale da 1.000-3.000 kg per la protezione del fondale.

Nella Fase successiva (*Fase 4*) viene effettuato il riempimento fino alla quota di progetto (-16,00 m l.m.m.) in adiacenza alla protezione del fondale in massi con materiale naturale a matrice sabbiosa.

Preliminarmente alla posa sia dell'elemento di protezione (*Fase 2*) che dei massi (*Fase 3*) sarà necessario verificare che il geotessuto non abbia subito spostamenti. In caso contrario sarà necessario provvedere al riposizionamento del geotessuto in modo tale da garantire il ricoprimento completo dell'area in cui sono previste la posa del masso guardiano e quella del pietrame.

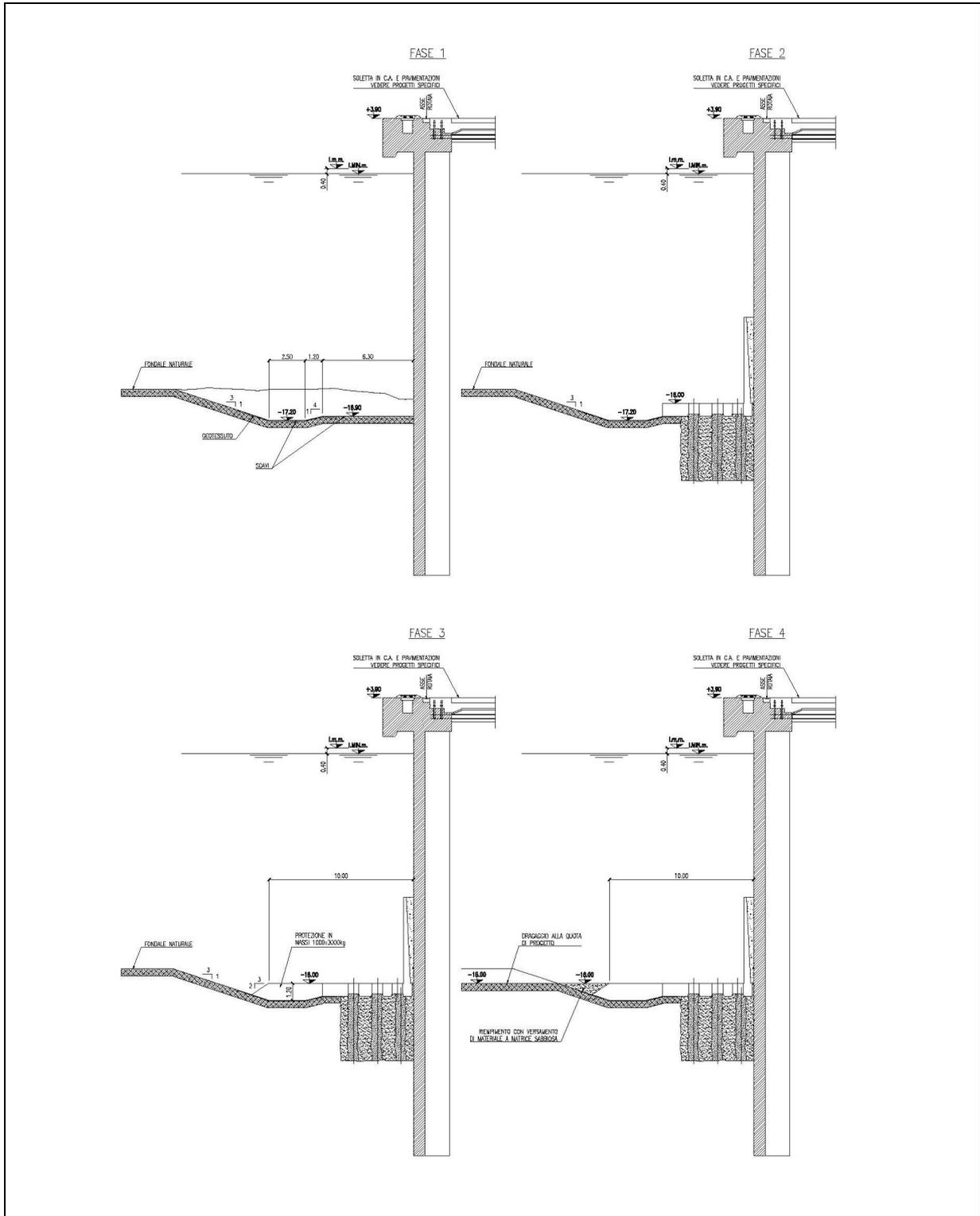


FIG. 5.1 - FASI ESECUTIVE

	Rev.		El.	Pag. n. 17
			RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PROTEZIONE DEI FONDALI	

## 6. VERIFICA DI STABILITA' DELL'ELEMENTO DI PROTEZIONE

Nel seguito viene condotta la verifica di stabilità dell'elemento di protezione in seguito all'azione generata dalle eliche delle navi.

Il punto di rotazione risulta essere lo spigolo lato mare della soletta di base dell'elemento di protezione.

Si assume cautelativamente che la velocità di riferimento per il calcolo del momento ribaltante sia la velocità massima sul fondale generata dal propeller pari a 4.60 m/sec.

Il momento stabilizzante è dato dal peso immerso dell'elemento di protezione per il suo braccio di leva riferito allo spigolo più esterno e quindi risulta essere pari a:

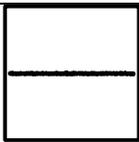
$$M_s = 16,42 \text{ m}^3 \times 15 \text{ kN/m}^3 \times (6,2-2,28) \text{ m} = 246,3 \text{ kN} \times 3,92 \text{ m} = 965,49 \text{ kNm}$$

Il momento ribaltante è dato invece dalla depressione agente sulla parete verticale generata dall'elica del propeller (in particolare adottando una velocità di 4.60 m/s) dalla quale si ottiene:

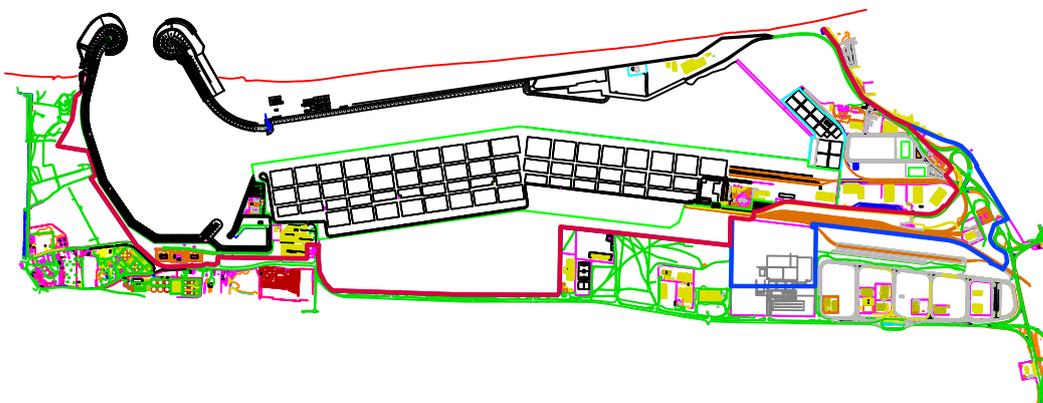
$$M_r = 4,60^2/2/9,81*10,1 * 6 * (3+0,9) *2,4 = 611,74 \text{ kNm}$$

Dati i due momenti, stabilizzante e ribaltante, la verifica risulta soddisfatta in quanto il rapporto tra i due momenti è pari a 1.57.

Cautelativamente si è trascurato l'effetto di collegamento delle colonne jet grouting con l'elemento di protezione.



# AUTORITA' PORTUALE DI GIOIA TAURO



## PROGETTO PRELIMINARE

Approfondimento e consolidamento dei fondali del canale portuale e del bacino d'espansione, adeguamento strutturale banchine e realizzazione della terza via di corsa nel tratto "D" della banchina di levante

## RELAZIONE

REVISIONI

1	
2	
3	

Relazione di calcolo strutturale  
Collegamenti soletta

Redatto da:

ing. Marco Merante

geom. Aldo Risola

geom. Francesco Prestia

Il Responsabile del Procedimento

ing. Saverio Spatafora

	Rev.		El.	Pag. n. 1
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

**AUTORITA' PORTUALE DI GIOIA TAURO**

**PORTO DI GIOIA TAURO**

**LAVORI DI APPROFONDIMENTO DEI FONDALI  
DEL CANALE PORTUALE E DEL BACINO DI ESPANSIONE  
NONCHE'  
DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE E REALIZZAZIONE  
DELLA TERZA VIA DI CORSA NEL TRATTO 'D'  
DELLE BANCHINE DI LEVANTE**

**– PROGETTO PRELIMINARE –**

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE  
COLLEGAMENTO SOLETTA**

---

	Rev.		El.	Pag. n. 2
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## INDICE

1.	FINALITÀ E CONTENUTI DELLA RELAZIONE	4
1.1.	Descrizione dell'intervento	6
1.2.	Contenuti della relazione	7
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
2.1.	Documenti del progetto Esecutivo di Variante relativo agli interventi di approfondimento dei fondali del canale portuale e del bacino di espansione nonché di adeguamento strutturale e realizzazione della terza via di corsa nei tratti A, B e C delle banchine di levante, attualmente in corso di realizzazione	8
2.2.	Normativa italiana sulle strutture	8
2.3.	Eurocodici	8
3.	CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE	10
3.1.	Stati limite ultimi: combinazione delle azioni	11
3.1.1.	Stati limite ultimi: coefficienti di sicurezza parziali per i materiali	12
3.2.	Stati limite di esercizio: combinazione delle azioni	12
4.	MATERIALI	14
4.1.	Acciaio per barre ad aderenza migliorata ( $0 < \varnothing \leq 26$ mm)	14
4.2.	Acciaio per barre ad aderenza migliorata ( $\varnothing > 26$ mm)	14
4.3.	Acciaio per barre ad alta resistenza (Tipo Gewi)	15
4.4.	Calcestruzzo $R_{ck} = 35$ MPa	15
4.5.	Calcestruzzo $R_{ck} = 25$ MPa per strutture esistenti	15
5.	AZIONI AGENTI SULLA SOLETTA	17
6.	COLLEGAMENTO TRAVE DI BANCHINA	18
6.1.	Dimensionamenti perni	18
6.2.	Verifica di resistenza del calcestruzzo esistente	19
6.3.	Dimensionamento delle "cravatte"	19
7.	COLLEGAMENTO SECONDA VIA DI CORSA – TRATTA C	21
7.1.	Dimensionamenti delle barre e lunghezza di ancoraggio	21
7.2.	Dimensionamenti armatura soletta	22
8.	CONCLUSIONI	23

---

	Rev.		El.	Pag. n. 3
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

	Rev.		El.	Pag. n. 4
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## 1. FINALITÀ E CONTENUTI DELLA RELAZIONE

Il porto sorge a Nord di Gioia Tauro, ricavato in gran parte all'interno della originaria linea di costa, e si estende a Nord fino all'abitato di S. Ferdinando.



FIG. 1.1 - PORTO DI GIOIA TAURO – VISTA AEREA DEL PORTO (DAL SITO DELL'AUTORITA' PORTUALE)

Le opere ad oggi realizzate sono: le banchine di levante del canale portuale per una lunghezza di circa 3.4 km, attrezzate con gru e dotate di retrostanti piazzali per lo stoccaggio dei containers, le banchine del bacino nord per una lunghezza di 384 m, i terminal ro-ro per una lunghezza di 481 m, la banchina di ponente per una lunghezza di 510 m e la banchina pescherecci lunga 200 m.

Con lettera del 14/02/2007 del Ministero delle Infrastrutture - Ufficio Opere Marittime per la Calabria e con successiva lettera del 08/06/2007 dell'Autorità Portuale di Gioia Tauro è stato approvato il progetto esecutivo relativo all'attuazione di un nuovo piano pescaggi, in prosecuzione dell'esistente nel tratto di banchina denominato "alti fondali",

	Rev.		El.	Pag. n. 5
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

della terza via di corsa con scartamento 30,48 m in particolare i tratti di banchina di Levante, denominati A, B e C.

Le banchine del canale portuale attualmente interessate dall'approfondimento dei fondali si sviluppano per una lunghezza complessiva di 1895 m e precisamente:

- tratto A, di lunghezza 783 m, in cui il fondale attuale si trova alla quota di -15 m;
- tratto B, di lunghezza 457 m, in cui il fondale attuale si trova alla quota di -13.5 m;
- tratto C, di lunghezza 645 m, in cui il fondale attuale si trova alla quota di -13.5 m.

Si prevede di estendere tale approfondimento per un ulteriore tratto D di lunghezza 650 m, in cui il fondale attuale si trova alla quota di - 12,5 m, in stretta analogia con quanto già in corso di realizzazione, atteso che lo schema statico della struttura esistente è analogo a quello dei tratti adiacenti e pertanto possono essere realizzati gli stessi interventi di adeguamento strutturale sulla scorta dell'esperienza progettuale e tecnico-esecutiva già acquisita.

Nel tratto rimanente delle banchine di levante, di lunghezza 466 m, la natura geotecnica dei fondali non consente un ulteriore approfondimento rispetto alla quota attuale e pertanto si prevede di realizzare unicamente degli interventi localizzati di ripristino in corrispondenza dei giunti ammalorati della paratia esistente.

In seguito all'esame degli elaborati costruttivi della trave di banchina e della trave porta rotaia (seconda via di corsa) dei tratti C e D (primo tratto da 650 m) si è osservato che:

- il cavidotto posto sulla trave di banchina è posto in corrispondenza della parte da demolire per consentire gli inghisaggi;
- le armature della trave porta rotaia (seconda via di corsa) posta a circa 20 m da quella di banchina sono tali da non assorbire i nuovi sforzi agenti derivanti dalla soletta di collegamento necessaria per collegare la futura terza via di corsa.

Per svincolare il progetto e l'esecuzione dei lavori dai particolari costruttivi non ancora completamente noti dell'as-built e dello stato di fatto, si prevede di realizzare un sistema di ancoraggio con perni verticali come mostrato in Fig. 1.2, analogamente a quanto già previsto per gli ancoraggi alla trave gru della seconda via di corsa nei tratti A e B.

Per la parte relativa alla seconda via di corsa posta nei tratti C e D (primo tratto da 650 m), si prevede di utilizzare delle barre di grande diametro poste nella soletta che colleghino direttamente la parte posta tra la prima e la seconda rotaia e quella posta tra la seconda rotaia e la futura terza rotaia, evitando pertanto di utilizzare la seconda via di corsa come collegamento intermedio della soletta futura.(Fig. 1.3).

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento e la verifica statica degli ancoraggi.

Nei paragrafi seguenti si illustreranno i criteri di progetto seguiti per il dimensionamento e la verifica dell'opera, ed i risultati dei calcoli condotti.

### 1.1. Descrizione dell'intervento

L'intervento proposto per il collegamento della nuova soletta con le strutture esistenti viene differenziato a seconda del tratto di interesse, ossia in corrispondenza della trave di banchina e in corrispondenza della seconda via di corsa dei tratti C e D (primo tratto da 650 m)..

Sulla trave di banchina e per i tratti A, B, C e D è previsto un collegamento della soletta mediante ancoraggio di barre verticali alla struttura esistente in modo da trasferire gli sforzi agenti.

Le barre di connessione (perni) verranno posizionate su due file poste a distanza di 50 cm e con passo su ciascuna fila di 60 cm. E' previsto l'utilizzo di un tubo del diametro  $\phi 88.9$  mm spessore 12.5 mm avente una lunghezza di infissione nella struttura esistente di 70 cm.

I perni/tubi verranno installati dopo che si è proceduto alla demolizione, con la conservazione delle barre di armatura esistenti, del calcestruzzo della struttura esistente fino al bordo della rotaia esistente e per una profondità corrispondente all'estradosso dei tralicci in acciaio esistenti.

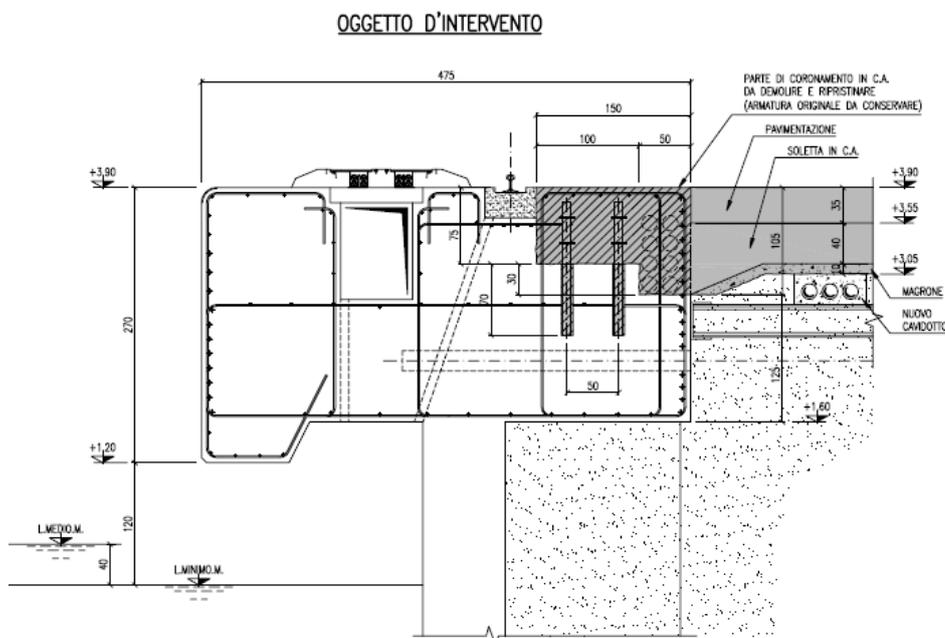


FIG. 1.2 – ANCORAGGIO SOLETTA SULLA TRAVE DI BANCHINA

	Rev.		EI.	Pag. n. 7
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

Sulla seconda via di corsa posta in corrispondenza dei soli tratti C e D (primo tratto da 650 m) si prevede di trasferire le azioni presenti nelle due parti di soletta mediante barre in acciaio di grande diametro ad alta resistenza.

E' previsto di utilizzare barre del diametro  $\phi 63.5$  mm con passo di 1.2 m.

Il collegamento tra le due parti di soletta avverrà mediante carotaggio della struttura esistente o mediante realizzazione di uno scasso della larghezza necessaria per la posa delle barre stesse.

In corrispondenza delle barre di grande diametro verrà aumentata l'armatura longitudinale e trasversale in modo da garantire il trasferimento degli sforzi all'intera soletta.

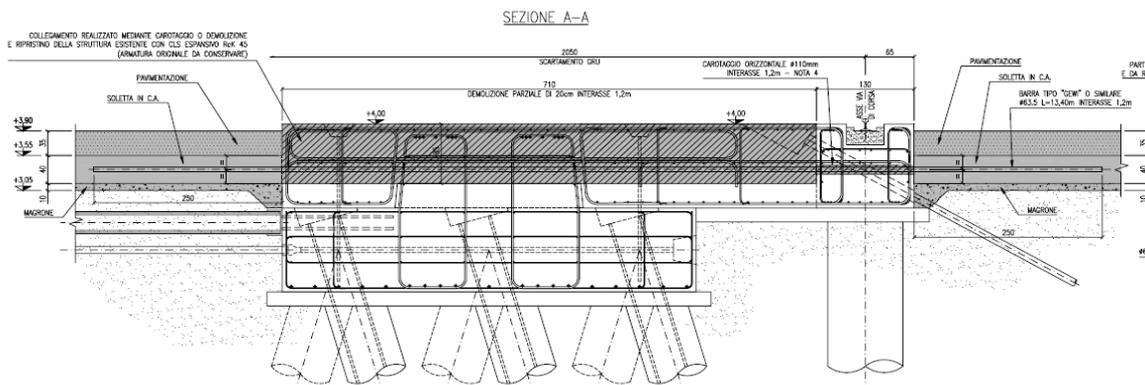


FIG. 1.3 – ANCORAGGIO SOLETTA SECONDA VIA DI CORSA-TRATTA C E D

## 1.2. Contenuti della relazione

La presente relazione riguarda il dimensionamento degli ancoraggi posti sia sulla trave di banchina dei tratti A, B, C e D, che sulla seconda via di corsa dei tratti C e D.

Le verifiche strutturali saranno condotte secondo il metodo degli Stati Limite.

	Rev.		El.	Pag. n. 8
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1. Documenti del progetto Esecutivo di Variante relativo agli interventi di approfondimento dei fondali del canale portuale e del bacino di espansione nonché di adeguamento strutturale e realizzazione della terza via di corsa nei tratti A, B e C delle banchine di levante, attualmente in corso di realizzazione

### 2.2. Normativa italiana sulle strutture

- Legge n. 1086 del 5/11/1971, "*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, e a struttura metallica*";
- DM.LL.PP. del 16/1/96, Norme tecniche relative ai "*Criteri generali per la per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi*";
- Circolare 4/7/96, "*Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi" di cui al DM prec.;*
- DM.LL.PP. 9/1/96, "*Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche*";
- Circolare Min.LL.PP. del 15/10/96, "*Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. prec.;*
- DM.LL.PP. 16/1/96, "*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*";
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20/03/2003, "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionali e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*";
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 14/9/05, "*Norme tecniche per le costruzioni*";

### 2.3. Eurocodici

- UNI - ENV 1991-1 - Eurocodice 1 – "*Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 1: Basi di calcolo*";
  - UNI - ENV 1991-2.1 - Eurocodice 1 – "*Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 2.1 Azioni sulle strutture - Massa volumica, pesi propri e carichi imposti* ";
-

	Rev.		EI.	Pag. n. 9
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

- UNI - ENV 1991-2.6 - Eurocodice 1 – "*Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 2.6: Azioni sulle strutture - Azioni durante la costruzione*";
  - UNI - ENV 1991-2.7 - Eurocodice 1 – "*Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 2.7: Azioni sulle strutture - Azioni eccezionali dovute ad impatti ed esplosioni*";
  - UNI - ENV 1992-1-1 - Eurocodice 2 – "*Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1 - 1 -Regole generali e regole per gli edifici*";
  - UNI - ENV 1997-1 - Eurocodice 7 – "*Progettazione geotecnica - Parte 1 - regole generali*";
  - UNI - ENV 1998-1 - Eurocodice 8 – "*Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1.1 - Regole generali - Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture*";
  - ENV 1998-5 - Eurocode 8 - "*Design provisions for earthquake resistance of structures - Part. 5 - Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*";
-

	Rev.		El.	Pag. n. 10
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

### 3. CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE

Le verifiche strutturali sono state effettuate facendo riferimento al metodo semi probabilistico agli stati limite, così come applicato nella normativa nazionale vigente (c.m. 09-01-96, ordinanza 3274 del 20-03-03 e del decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14/09/05, Norme Tecniche per le Costruzioni) e negli Eurocodici (in particolare EC1, EC2, EC8).

Vengono considerati sia gli stati limite ultimi, che sono quelli associati al collasso della struttura o alla rottura di parti di essa, sia gli stati limite di esercizio, che corrispondono a condizioni oltre le quali specifiche richieste d'uso per una struttura o per un elemento strutturale non sono più soddisfatte.

Le verifiche di sicurezza vengono condotte secondo il *Metodo dei coefficienti parziali*: l'affidabilità viene ottenuta verificando che, in tutte le situazioni progettuali significative, gli stati limite non vengono raggiunti quando *i valori di progetto* delle azioni, delle proprietà del materiale e dei dati geometrici sono introdotti nei modelli progettuali.

In particolare si verificherà che:

- le azioni di progetto non provochino il collasso globale delle strutture (anche in situazioni eccezionali, ad esempio sisma);
- gli *effetti* delle azioni di progetto non superino la resistenza di progetto delle strutture allo stato limite ultimo;
- gli *effetti* delle azioni di progetto non superino i criteri di funzionalità per lo stato limite di esercizio.

Il valore di progetto  $F_d$  di una azione viene espresso in termini generali da:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_K$$

essendo  $F_K$  il *valore caratteristico* dell'azione considerata e  $\gamma_F$  il coefficiente parziale che tiene conto:

- della possibilità delle variazioni sfavorevoli delle azioni;
- della possibilità di una poco accurata modellazione delle azioni;
- di incertezze nella valutazione negli effetti delle azioni.

Le azioni di progetto opportunamente combinate, insieme alle proprietà del materiale e ai dati geometrici, vengono applicate al modello di calcolo che idealizza la struttura per determinarne gli effetti  $E_d$ .

	Rev.		El.	Pag. n. 11
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

Il valore di progetto  $X_d$  di una proprietà del materiale viene espresso in termini generali da:

$$X_d = \gamma_M \cdot X_K$$

essendo  $X_K$  il *valore caratteristico* della proprietà del materiale considerata e  $\gamma_M$  il coefficiente parziale che comprende:

- variazioni sfavorevoli dei valori caratteristici;
- poca precisione nei coefficienti di conversione;
- incertezze nelle proprietà geometriche ed in quelle del modello resistente.

I valori di progetto delle proprietà del materiale, i dati geometrici e gli effetti delle azioni, quando pertinenti, vengono usati per determinare la resistenza di progetto  $R_d$ .

Nel caso in cui il problema sia lineare (analisi elastica), vale il principio di sovrapposizione degli effetti, pertanto è possibile applicare al modello le azioni caratteristiche singolarmente e combinarne gli effetti.

Pertanto le verifiche sono soddisfatte quando è verificata la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

### 3.1. Stati limite ultimi: combinazione delle azioni

Per ogni caso di carico critico, i valori di progetto degli effetti delle azioni ( $E_d$ ) devono essere determinati combinando il valore di azioni che si verificano simultaneamente nel modo seguente:

- *Combinazioni per situazioni persistenti e transitorie*: valori di progetto delle azioni permanenti  $G_i$  e contemporanea presenza delle azioni variabili  $Q_j$

$$F_d = \sum_i \gamma_{Gi} G_{ik} + \gamma_q (Q_{lk} + \sum_j \psi_{0j} Q_{jk})$$

assumendo:

- $\gamma_G = 1.4$  (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) essendo G l'azione derivante dai carichi permanenti;
- $\gamma_Q = 1.5$  (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) per i carichi accidentali;
- $\Psi_{0j}$  coefficiente di combinazione assunto pari a 0.7.

	Rev.		El.	Pag. n. 12
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

- *Combinazioni per situazioni di progetto sismiche* – valori caratteristici delle azioni permanenti  $G_j$  con i valori frequenti delle azioni variabili  $Q_j$  e con il valore di progetto dell'azione sismica  $A_{ed}$

$$F_d = \sum_i G_{ik} + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_j \Psi_{2j} Q_{jk}$$

assumendo:

- $\gamma_1 = 1$  coefficiente di importanza;
- $\Psi_{2j}$  coefficiente di combinazione assunto pari a 0.25.

### 3.1.1. Stati limite ultimi: coefficienti di sicurezza parziali per i materiali

I coefficienti di sicurezza parziali per i materiali costituenti gli elementi strutturali oggetto di verifica nella presente relazione sono:

- $\gamma_{cls} = 1.60$  coefficiente relativo al calcestruzzo
- $\gamma_s = 1.15$  coefficiente relativo all'acciaio per cls armato
- $\gamma_s = 1.05$  coefficiente relativo all'acciaio

### 3.2. **Stati limite di esercizio: combinazione delle azioni**

Le combinazioni considerate per le verifiche agli stati limite di esercizio sono definite dalle seguenti espressioni:

- *per combinazioni di carico rare*: valori caratteristici delle azioni permanenti  $G_i$  associati ai valori caratteristici delle azioni variabili  $Q_j$

$$F_d = \sum_i G_{ik} + Q_{1k} + \sum_{j \geq 2} \Psi_{0j} Q_{jk}$$

assumendo:

- $\Psi_{0j}$  coefficiente di combinazione assunto pari a 0.7.
- *per combinazioni di carico frequenti*: valori caratteristici delle azioni permanenti  $G_i$  combinati alle azioni variabili  $Q_j$

$$F_d = \sum_i G_{ik} + \Psi_{11} Q_{1k} + \sum_{j \geq 2} \Psi_{2j} Q_{jk}$$

assumendo:

- $\Psi_{11}$  coefficiente di combinazione assunto pari a 0.7;
- $\Psi_{2j}$  coefficiente di combinazione assunto pari a 0.5.

	Rev.		El.	Pag. n. 13
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

- *per combinazioni di carico quasi permanenti*: valori caratteristici delle azioni permanenti  $G_i$  combinati alle azioni variabili  $Q_j$

$$F_d = \sum_i G_{ik} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2j} Q_{jk}$$

assumendo:

- $\psi_{2j}$  coefficiente di combinazione assunto pari a 0.3 o 0.6 a seconda del tipo di azione variabile considerata.

Nelle condizioni di esercizio si controllano le ampiezze degli spostamenti delle paratie e delle fessure nel calcestruzzo e, ove significativo, i tassi di lavoro dei materiali.

	Rev.		El.	Pag. n. 14
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## 4. MATERIALI

Nel seguito vengono riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali di cui sono composte le opere oggetto di analisi e verifica nella presente relazione.

### 4.1. Acciaio per barre ad aderenza migliorata ( $0 < \varnothing \leq 26 \text{ mm}$ )

B450C (ex FeB44K) saldabile con

$f_{yk} \geq 430 \text{ Mpa}$                       tensione caratteristica di snervamento

$f_{tk} \geq 540 \text{ Mpa}$                       tensione caratteristica di rottura

Prescrizioni di duttilità relative alla zona sismica:

$$1.13 < f_y / f_{yk} < 1.35$$

$$f_{y,eff} / f_{y,nom} < 1.25$$

$$\epsilon_{su,k} > 8\%$$

Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio, si adotteranno le seguenti limitazioni tensionali:

-  $\sigma_{s,max} = -0.7 f_{yk} = -301.0 \text{ N/mm}^2$  per combinazioni di carico rare.

### 4.2. Acciaio per barre ad aderenza migliorata ( $\varnothing > 26 \text{ mm}$ )

ex FeB 38k saldabile con

$f_{yk} \geq 375 \text{ Mpa}$                       tensione caratteristica di snervamento

$f_{tk} \geq 450 \text{ Mpa}$                       tensione caratteristica di rottura

Prescrizioni di duttilità relative alla zona sismica:

$$1.15 < f_y / f_{yk} < 1.35$$

$$f_{y,eff} / f_{y,nom} < 1.25$$

$$\epsilon_{su,k} > 8\%$$

Per quanto riguarda in particolare gli stati limite di esercizio, si adotteranno le seguenti limitazioni tensionali:

-  $\sigma_{s,max} = -0.7 F_{yk} = -262.5 \text{ N/mm}^2$  per combinazioni di carico rare

	Rev.		El.	Pag. n. 15
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

### 4.3. Acciaio per barre ad alta resistenza (Tipo Gewi)

Per diametri <50 mm

$f_{yk} \geq 500$  Mpa      tensione caratteristica di snervamento

$f_{tk} \geq 550$  Mpa      tensione caratteristica di rottura

Per diametri >50 mm

$f_{yk} \geq 550$  Mpa      tensione caratteristica di snervamento

$f_{tk} \geq 700$  Mpa      tensione caratteristica di rottura

Prescrizioni di duttilità relative alla zona sismica:

$$1.15 < f_y / f_{yk} < 1.35$$

$$f_{y,eff} / f_{y,nom} < 1.25$$

$$\varepsilon_{su,k} > 8\%$$

### 4.4. Calcestruzzo $R_{ck} = 35$ MPa

Il calcestruzzo viene impiegato per tutti i getti della soletta.

- $R_{ck} = 35$  Mpa      resistenza caratteristica su cubi
- $f_{ck} = 29.05$  Mpa      resistenza caratteristica su cilindri
- $f_{cd} = 18.16$  Mpa      resistenza a compressione di calcolo
- $f_{ctm} = 2.89$  Mpa      resistenza media a trazione

Per quanto riguarda in particolare gli stati limite di esercizio, si adotteranno le seguenti limitazioni sulle tensioni:

- $\sigma_{c,max} = -0.5 R_{ck} = -17.5 \text{ N/mm}^2$  per combinazioni di carico rare;

- $\sigma_{c,max} = -0.4 R_{ck} = -14.0 \text{ N/mm}^2$  per comb. di carico quasi permanenti.

Il copriferro minimo da adottare è pari a 5.0 cm.

Le ampiezze fessure verranno contenute a 0.2 mm per combinazioni di carico frequenti e 0.3 mm in tutti gli altri casi.

### 4.5. Calcestruzzo $R_{ck} = 25$ MPa per strutture esistenti

Il calcestruzzo è stato impiegato per i getti della trave di banchina.

$R_{ck} = 25$  Mpa      resistenza caratteristica su cubi

$f_{ck} = 20.75$  Mpa      resistenza caratteristica su cilindri

	Rev.		El.	Pag. n. 16
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

$f_{cd} = 12.97 \text{ Mpa}$       resistenza a compressione di calcolo

$f_{ctm} = 2.31 \text{ Mpa}$       resistenza media a trazione

Per quanto riguarda in particolare gli stati limite di esercizio, si adotteranno le seguenti limitazioni sulle tensioni:

- $\sigma_{c,max} = -0.5 R_{ck} = -12.5 \text{ N/mm}^2$  per combinazioni di carico rare;
- $\sigma_{c,max} = -0.4 R_{ck} = -10.0 \text{ N/mm}^2$  per comb. di carico quasi permanenti.

Il copriferro adottato è pari a 5.0 cm misurato sul ferro di forza più esterno.

---

	Rev.		El.	Pag. n. 17
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## 5. AZIONI AGENTI SULLA SOLETTA

Nel seguito si riportano le sollecitazioni agenti sulla soletta estratte dalla relazione di calcolo strutturale del Progetto Esecutivo relativo agli interventi di approfondimento dei fondali del canale portuale e del bacino di espansione nonché di adeguamento strutturale e realizzazione della terza via di corsa nei tratti A, B e C delle banchine di levante, attualmente in corso di realizzazione.

### SLU per combinazioni di carico in situazioni persistenti

Sollecitazioni di progetto:

Sez.1 - In prossimità del diaframma a "T"

Msd = -367 kNm/m

Nsd = -714 kN/m (vedi analisi Plaxis)

Sez.5 - In prossimità della trave rotaia

Msd = 294 kNm/m

Nsd = -714 kN/m (vedi analisi Plaxis)

### SLU per combinazioni di carico in situazioni sismiche

Msd = -264 kNm/m

Nsd = -922 kN/m

Msd = -365 kNm/m

Nsd = -683 kN/m

La verifica viene condotta con la forza massima allo SLU pari a 922 kN/m

---

	Rev.		El.	Pag. n. 18
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## 6. COLLEGAMENTO TRAVE DI BANCHINA

La soluzione prevista prevede di posizionare dei perni sull'esistente trave di banchina in modo da trasferire gli sforzi di trazione generati in fase sismica.

Nel seguito verranno condotte i seguenti dimensionamenti:

- dimensionamento dei perni
- lunghezza di ancoraggio dei perni
- armature di trasferimento sforzi

### 6.1. Dimensionamenti perni

Si prevede di inserire dei perni su due file con passo di 0.60 m, pertanto su una larghezza di 3m, pari alla lunghezza del singolo diaframma, si posizioneranno 10 perni.

La forza assiale sollecitante della soletta, che si traduce in uno sforzo di taglio sul perno, è pari a:

$$V_s^1 = 922 \text{ kN/m}$$

$$V_s^{\text{perno}} = 922 \times 3 / 10 = 276.6 \text{ kN}$$

$$V_r = A_v \times f_{yk} / \sqrt{3} / \gamma_m = 355 / \sqrt{3} / 1.05 = 195.2 \times A_v$$

$$A_{v\text{min}} = 276.6 \text{ kN} / 195.2 \times (1000/10000) = 14.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \pi / 2 \times A = 3.14 / 2 \times 14.17 = 22.24 \text{ cm}^2$$

Viene adottato un diametro del tubo di 88.9 mm e spessore 12.5 mm ( $A=29.98 \text{ cm}^2$ ).

All'azione del taglio viene sommata la forza di trazione generata dai momenti flettenti che sono pari a:

$$M = T \times (3.52 - 3.35) = 922 \times 0.17 = 156 \text{ kNm/m}$$

$$M \text{ sollecitante max} = 367 \text{ kNm/m}$$

$$N = M/l = (156 + 367) / 0.5 = 1046 \text{ kN/m}$$

Ciascun perno assorbe una forza di trazione ( $N_s$ ) di 313.8 kN.

$$N_r = A \times f_{yk} / \gamma_m = 29.98 \times 355 / 1.05 = 1013 \text{ kN}$$

Le azioni resistenti sono maggiori di quelle sollecitanti.

	Rev.		EI.	Pag. n. 19
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## 6.2. Verifica di resistenza del calcestruzzo esistente

La verifica viene condotta con l'EC2 (par. 6.2.2) e considerando il singolo perno pertanto su una larghezza di 60 cm.

$$V_{rd,c} = ((C_{rd,c} \times k \times (100\rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cd}) \times b_w \times d$$

$$V_{rd,cmin} = (V_{min} + k_1 \times \sigma_{cd}) \times b_w \times d$$

$$V_{min} = 0.035 k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$$

Con:

$f_{ck} = 20$  Mpa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$k = 1 + \sqrt{200/d}$  – fattore adimensionale

$d = 125 + 30 = 155$  cm – distanza verticale da estradosso demolizione a fine trave di banchina

$A_{se} = 10 \times A_{\phi 30} = 10 \times 7.06 = 70.6$  cm<sup>2</sup> - Area del ferro esistente presente nella trave di banchina

$$\rho_l = A_{se}/b_w/d$$

$$C_{rd,c} = 0.18/1.6$$

$b_w = 60$  cm – Larghezza di calcolo

$$V_{rd,c} = ((0.18/1.6 \times (1 + \sqrt{200/155}) \times (100 \times 70.6 \times 20 / (155 \times 600))^{1/3} \times 600 \times 1550 = 352.2 \text{ kN}$$

$$V_{min} = 0.035 (1 + \sqrt{200/155})^{3/2} \times 20^{1/2} = 0.258$$

$$V_{rd,cmin} = (0.258) \times 600 \times 1550 = 230.67 \text{ kN}$$

$$V_{Sperno} = 276.6 \text{ kN}$$

$$F_s = 352.2/276.6 = 1.27$$

## 6.3. Dimensionamento delle “cravatte”

Nel seguito si conduce la verifica di resistenza e la determinazione della lunghezza di ancoraggio delle cravatte secondo l'EC2 (par. 8.4).

	Rev.		EI.	Pag. n. 20
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

La forza di trazione su 0.6 m è di 553.2 kN la quale viene assorbita da due cravatte del diametro di  $\phi 22\text{mm}$  ( $3.80\text{ cm}^2$ ).

$$\sigma_s = 553.2 / (2 \times 3.80) = 72.8\text{ MPa} < 430/1.15 = 373\text{ MPa}$$

La lunghezza di ancoraggio è:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd}$$

$$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.25 \times 1 \times 1 \times 2.0/1.6 = 2.81\text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \phi/4 \times (\sigma_{sd}/f_{bd}) = 22/4 \times (430/1.15/2.81) = 73.2\text{ cm}$$

$$l_{bd} = 1 \times 1 \times 1 \times 0.7 \times 1 \times 73.2 = 51.3\text{ cm}$$

La lunghezza adottata è pari a 70 cm in quanto non si considera come sovrapposizione la distanza compresa tra i perni.

## 7. COLLEGAMENTO SECONDA VIA DI CORSA – TRATTA C E D

La soluzione prevista prevede di collegare le due parti di soletta (tratto 1 e tratto 2) mediante barre ad alta resistenza (Fig. 7.1).

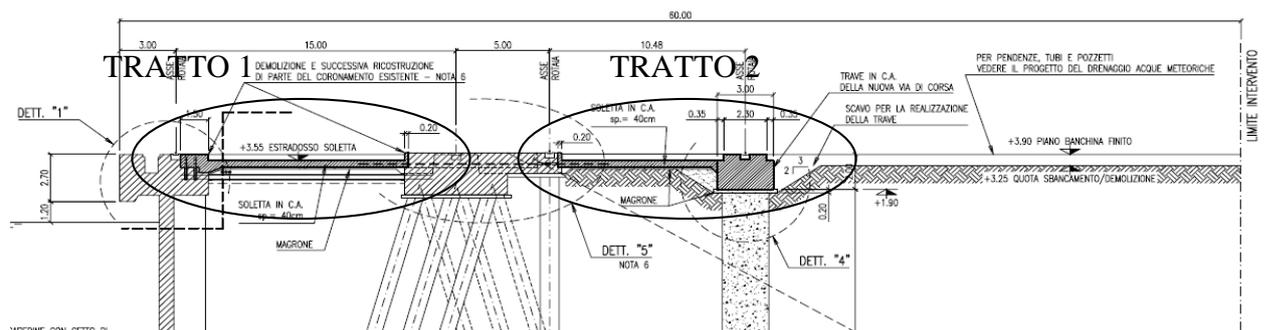


FIG. 7.1 – SEZIONE TRATTI C E D

Nel seguito verranno condotte i seguenti dimensionamenti:

- dimensionamento delle barre;
- lunghezza di ancoraggio delle barre;
- dimensionamento delle armature di trasferimento sforzi.

### 7.1. Dimensionamenti delle barre e lunghezza di ancoraggio

Le barre ad alta resistenza dovranno assorbire una forza di 922 kN/m.

Considerando di posizionare le barre con passo di 1.2m, l'area necessaria a resistere allo sforzo di trazione è di :

$$A_{\min} = N/f_{yk}/\gamma_m = 922 \times 1.2 / 555 / 1.15 = 22.92 \text{ cm}^2$$

Corrispondente ad una barra di diametro  $\phi 63.5 \text{ mm}$  ( $A = 31.67 \text{ cm}^2$ ).

La lunghezza di ancoraggio è calcolata secondo l'EC2 par 8.4:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd}$$

$$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.25 \times 1 \times (132 - 63.5) / 100 \times 2.0 / 1.6 = 1.92 \text{ MPa}$$

	Rev.		El.	Pag. n. 22
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

$$l_{b,rqd} = \phi/4 \times (\sigma_{sd}/f_{bd}) = 63.5/4 * (430^{(1)}/1.15/1.92) = 309 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = 1 \times 1 \times 1 \times 0.7 \times 1 \times 309 = 216 \text{ cm}$$

La lunghezza adottata è pari a 250 cm.

## 7.2. Dimensionamenti armatura soletta

Per trasferire gli sforzi dalla barra passante all'armatura della soletta è necessario incrementare il numero di barre della soletta in corrispondenza della barra di grande diametro. Inoltre la distanza netta tra le barre risulta essere pari a circa 9 cm (minore di  $4\phi = 10 \text{ cm}$ ).

Si prevede di posizionare 4(passo 20 cm)+4 barre (passo 100 cm)  $\phi 25$  in corrispondenza delle barre di grande diametro in modo che lo sforzo di trazione venga trasferito.

$$N_r = (4+4) A_{\phi 25} \times 430 / 1.15 = 8 \times 4.9 \text{ cm}^2 \times 430 / 1.15 = 1465 \text{ kN} > N_s = 922 \times 1.2 = 1106 \text{ kN}$$

La lunghezza di ancoraggio è di 2.5 m

L'armatura trasversale necessaria per resistere alle forze di trazione trasversale sarà per il tratto posto in corrispondenza della sovrapposizione:

$$A_s = A_{\text{singola barra}(\phi 20)} \times 12 = 3.14 \times 12 = 37.68 \text{ cm}^2 > A_{\text{barra di ancoraggio}} (31.6 \text{ cm}^2)$$

Per ciascun lato della soletta (inferiore e trasversale) si prevede di posizionare una armatura trasversale di  $\phi 20/20$  in sostituzione dei ferri  $\phi 18/20$  previsti su tutta la soletta .

---

<sup>(1)</sup> La tensione di lavoro viene limitata a quella delle barre ad aderenza migliorata ( $f_{yk}=430 \text{ MPa}$ )

---

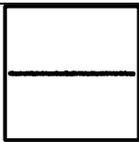
	Rev.		El.	Pag. n. 23
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## 8. CONCLUSIONI

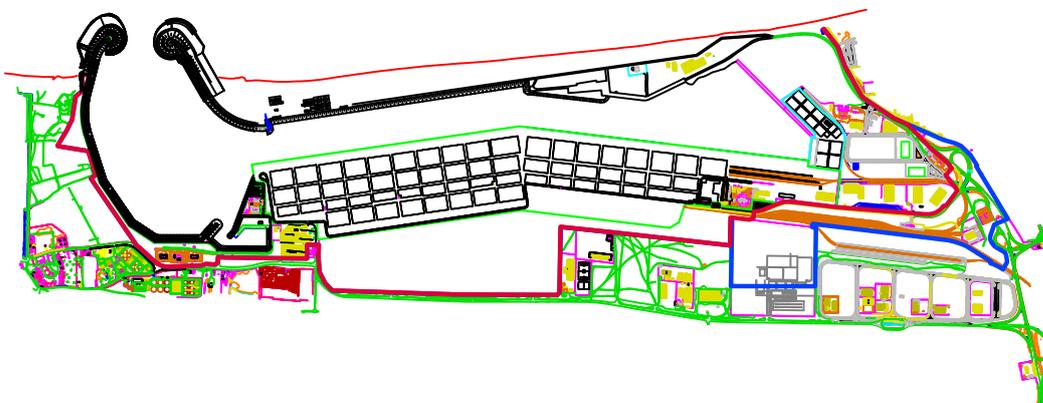
Le analisi consentono di concludere che la realizzazione dell'intervento rende sicura la banchina portuale di Gioia Tauro nei confronti delle azioni permanenti ed accidentali sollecitanti.

Le strutture progettate rispondono ai requisiti di sicurezza imposti dalle norme vigenti ed assolvono con funzionalità i compiti loro richiesti.

---



# AUTORITA' PORTUALE DI GIOIA TAURO



## PROGETTO PRELIMINARE

Approfondimento e consolidamento dei fondali del canale portuale e del bacino d'espansione, adeguamento strutturale banchine e realizzazione della terza via di corsa nel tratto "D" della banchina di levante

## RELAZIONE

REVISIONI

1	
2	
3	

## Relazione sulla corrosione del paramento verticale

Redatto da:

ing. Marco Merante

geom. Aldo Risola

geom. Francesco Prestia

Il Responsabile del Procedimento

ing. Saverio Spatafora

	Rev.		El.	Pag. n. 1
			RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE	

**AUTORITA' PORTUALE DI GIOIA TAURO**

**PORTO DI GIOIA TAURO**

**LAVORI DI APPROFONDIMENTO DEI FONDALI  
DEL CANALE PORTUALE E DEL BACINO DI ESPANSIONE  
NONCHE'  
DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE E REALIZZAZIONE  
DELLA TERZA VIA DI CORSA NEL TRATTO 'D'  
DELLE BANCHINE DI LEVANTE**

**- PROGETTO PRELIMINARE -**

**RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE**

---

	Rev.		El.	Pag. n. 2
			RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE	

## INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	RIFERIMENTI	4
2.1.	Elaborati del progetto Esecutivo di Variante relativo agli interventi di approfondimento dei fondali del canale portuale e del bacino di espansione nonché di adeguamento strutturale e realizzazione della terza via di corsa nei tratti A, B e C delle banchine di levante, attualmente in corso di realizzazione	4
2.2.	Normativa italiana sulle strutture	4
2.3.	Eurocodici e norme ISO	4
2.4.	Norme specifiche sul calcestruzzo	5
2.5.	Norme sulle costruzioni marittime	5
3.	DURABILITA'	7
3.1.	Aspetti generali	7
3.2.	Corrosione da cloruri	9
4.	STATO DI FATTO	10
5.	SOLUZIONE PROPOSTA	12
6.	ANALISI CORROSIONISTICA	13
6.1.	Zona A	13
6.2.	Zona B	14
6.3.	Zona C	14
7.	CONCLUSIONI	16

---

	Rev.		EI.	Pag. n. 3
			RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE	

## 1. PREMESSA

Nella presente relazione verranno svolte delle considerazioni sulla corrosione delle armature in ambiente marino e verrà stimata la vita utile delle strutture in oggetto sulla base degli interventi da eseguire e sulla base dei rilievi eseguiti ed attualmente a disposizione.

L'intervento previsto e le considerazioni vengono svolte indifferentemente per tutti i tratti di banchina oggetto di risanamento.

---

	Rev.		El.	Pag. n. 4
			RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE	

## 2. RIFERIMENTI

### 2.1. Elaborati del progetto Esecutivo di Variante relativo agli interventi di approfondimento dei fondali del canale portuale e del bacino di espansione nonché di adeguamento strutturale e realizzazione della terza via di corsa nei tratti A, B e C delle banchine di levante, attualmente in corso di realizzazione

### 2.2. Normativa italiana sulle strutture

- Legge n. 1086 del 5/11/1971, “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, e a struttura metallica”;
- DM. Infrastrutture e Trasporti 15/09/05, “Norme tecniche per le costruzioni”;
- C.S.LL.PP., Parere n.264 del 13/12/2005, “Applicazione del DM.II.TT. 14/09/05”;
- DM.LL.PP. del 16/1/96, Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi” e relative Istruzioni applicative;
- DM.LL.PP. 9/1/96, “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” e relative Istruzioni applicative;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/2003 (e successivi aggiornamenti), “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionali e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e successive integrazioni e modificazioni.

### 2.3. Eurocodici e norme ISO

- UNI EN 1990:2004 - “Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale” (incluso “annex A2” sui ponti);
  - UNI EN 1991-1-6:2005 - “Eurocode 1 – Actions on structures Part 1-6 - General actions – Actions during execution”;
  - UNI EN 1991-1-7:2004 - “Eurocode 1 – Actions on structures Part 1-7 - General actions – Accidental actions”;
  - UNI ENV 1992-1-1:1993 – “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1 - 1 -Regole generali e regole per gli edifici”;
  - UNI ENV 1993-1-1:1994 – “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1 - 1 -Regole generali e regole per gli edifici”;
-

	Rev.		El.	Pag. n. 5
			RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE	

- UNI ENV 1993-5:2002 – “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5 - Pali e palancole”;
- UNI EN 1997-1:2005 – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica - Parte 1: regole generali”;
- UNI EN 1998-1:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2:1998 – “Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 2: ponti”;
- UNI EN 1998-5:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- ISO 23469:2005 – “Bases for design structures – Seismic actions for designing geotechnical works”.

#### **2.4. Norme specifiche sul calcestruzzo**

- UNI EN 206-1 - ott.2001 – “Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- ACI 318-02 – “Building code requirements for structural concrete and commentary”;
- ACI 304R – “Measuring, mixing, transporting and placing concrete”;
- UNI ENV 13670:2001 – “Esecuzione di strutture in calcestruzzo – Requisiti comuni”

#### **2.5. Norme sulle costruzioni marittime**

- Consiglio Superiore Lavori Pubblici, 23-09-0994 n.156 – “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”;
  - BSI 6349: part 2 - 1988 – “Maritime structures - Part. 2 -Design of quay walls, jetties and dolphins”, issued by the British Standard Institution;
  - BSI 6349: part 3 - 1988 – “Maritime structures - Part. 1 –Code of practice for general criteria”, issued by the British Standard Institution;
  - BSI 6349: part 1 - 2000 – “Maritime structures - Part. 1 - General criteria”, issued by the British Standard Institution;
  - ROM 0.2-1990 – “Actions in the design of maritime and harbour works”, Maritime works recommendations issued by Puertos del estado, Spain;
-

	Rev.		El.	Pag. n. 6
			RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE	

- ROM 0.2-2000 – “General procedure and requirements in the design of harbour and maritime structures”, Maritime works recommendations issued by Puertos del estado, Spain;
  - EAU 1996 – “Recommandations of the Committee for waterfront structures, Harbours and Waterways”, issued by the Committee for Waterfront Structures of the Society for Harbour Engineering and the German Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering;
  - PIANC - 2003 – “Breakwaters with vertical and inclined concrete walls”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses;
  - PIANC - 2002 – “Guidelines for the design of fender systems”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses;
  - PIANC - 1997 – “Dredged material management guide”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses;
  - PIANC - 1997 – “Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses;
  - PIANC - 1987 – “Guidelines for the design and construction of flexible revetments incorporating geotextiles for inland waterways”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses;
  - PIANC - 1984 – “Final report of the international commission for the study of locks”, issued by the Permanent Association of navigation Congresses
-

	Rev.		El.	Pag. n. 7
			RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE	

### 3. DURABILITA'

In questo capitolo vengono richiamati gli aspetti tecnici relativi ai processi di corrosione.

Il calcestruzzo può subire processi di degrado che possono essere distinti in:

- fisici (causati da variazioni termiche naturali, come il gelo-disgelo, o artificiali, come quelle prodotte da incendi), meccanici (abrasione, erosione, urto, esplosione);
- chimici (attacco acido solfatico, da solfuri, da acque pure, da acqua di mare, reazioni alcali-aggregati);
- biologici (azione del fouling);
- strutturali (sovraccarichi, assestamenti, sollecitazioni ripetute ciclicamente).

Questa distinzione è puramente indicativa perché in pratica alcuni dei processi si sovrappongono, dando luogo frequentemente ad azioni sinergiche.

Quando il calcestruzzo, come avviene nella maggior parte delle applicazioni, è rinforzato con armature di acciaio destinate a sostenere gli sforzi di trazione, si può presentare un altro tipo di attacco: la corrosione delle armature.

Nel seguito verranno trattati gli aspetti relativi a questo ultimo tipo di attacco.

#### 3.1. Aspetti generali

La corrosione è un processo di natura elettrochimica, e come tutti i processi elettrochimici per potersi produrre richiede la presenza di un elettrolita. Nel caso del calcestruzzo l'elettrolita è la soluzione presente nei suoi pori capillari che è sostanzialmente una soluzione di idrossido di sodio e di potassio con un pH compreso tra 13 e 14 se il calcestruzzo è stato confezionato con cemento Portland, leggermente inferiore, ma comunque superiore ai 12,5, nel caso dei cementi di miscela.

In soluzioni alcaline aerate con  $\text{pH} > 11,5$  e in assenza di cloruri, il ferro si ricopre di un sottilissimo film di ossido, il cui spessore è di pochi strati molecolari. In queste condizioni, che sono dette di *passività*, la velocità di corrosione è praticamente nulla. La stessa cosa succede alle armature annegate nel calcestruzzo correttamente confezionato e messo in opera.

Purtroppo, nel tempo, il calcestruzzo può perdere le caratteristiche protettive e questo si verifica essenzialmente per tre motivi.

1. Partendo dagli strati più esterni e passando a quelli più interni, l'alcalinità del calcestruzzo può essere neutralizzata dall'anidride carbonica proveniente dall'ambiente esterno, per cui la soluzione all'interno dei pori del cls passa da

	Rev.		El.	Pag. n. 8
			RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE	

pH>13 a pH<9 (a questo processo si dà il nome di *carbonatazione*) e quindi distrugge il film di ossido e con questo le condizioni di passività.

2. A contatto con ambienti contenenti *cloruri*, nel calcestruzzo possono penetrare questi ioni fino a raggiungere le armature. Se alla superficie delle armature si supera un tenore critico di cloruri (indicativamente dell'ordine di 0,4-1% del contenuto in peso di cemento) il film protettivo può rompersi localmente.
3. Infine, nel caso di strutture interessate da campi elettrici e quindi percorse da *correnti disperse* (o *vaganti*) che interferiscono con le armature (cioè passano in alcune zone dal calcestruzzo alle armature e in altre dalle armature al calcestruzzo), il film protettivo può venir distrutto nelle zone in cui la corrente esce dalle armature (per le opere in calcestruzzo è trascurabile).

Una volta distrutto il film, la corrosione si produce solo se alla superficie delle armature sono presenti acqua e ossigeno oppure, nel caso di correnti disperse, se l'interferenza continua nel tempo. La distruzione del film protettivo è la pre condizione necessaria (ma non sufficiente) perché la corrosione possa avvenire.

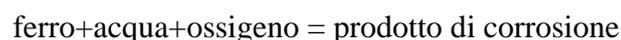
Nella vita delle strutture in calcestruzzo armato si possono individuare due fasi nettamente distinte: una fase di *innesco* della corrosione, in cui si producono i fenomeni che portano alla perdita delle condizioni di passività, cioè alla distruzione locale o generalizzata del film protettivo, e una fase di *propagazione* più o meno veloce dell'attacco, a partire dal momento in cui il film protettivo viene distrutto.

Nel seguito si farà riferimento al solo caso di presenza di cloruri relativo alla parete di banchina esistente.

A contatto con ambienti contenente cloruri nel calcestruzzo possono penetrare ioni cloruro fino a raggiungere le armature. Se alla superficie delle armature si raggiunge e si supera il tenore critico di cloruri il film protettivo presente sulle barre di armatura può rompersi. Una volta rotto la corrosione si produce solo se alla superficie delle armature sono presenti acqua e ossigeno.

Per armature al carbonio esposte all'atmosfera, il tenore critico è compreso tra 0.4% e 1% del peso di cemento, mentre per armature completamente e permanentemente immerse, il tenore cresce fino a raggiungere anche un ordine di differenza rispetto al precedente.

Una volta che vengono meno le condizioni di passività, inizia il processo corrosivo secondo la relazione:



Questa reazione è costituita da quattro processi di natura elettrochimica i quali devono prodursi alla stessa velocità (processo anodico, processo catodico, trasporto degli elettroni e circolazione di corrente).

Infatti la velocità più lenta dei quattro processi risulta quella che determina la velocità di corrosione.

	Rev.		El.	Pag. n. 9
			RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE	

La velocità di corrosione risulta trascurabile anche quando si verifica solo una delle seguenti condizioni:

- il processo anodico è lento in quanto le armature sono passive;
- il processo catodico è lento perché la velocità con cui l'ossigeno raggiunge le armature è bassa (calcestruzzo saturo d'acqua);
- la resistività del calcestruzzo è elevata.

### 3.2. Corrosione da cloruri

I cloruri rappresentano una causa frequente di corrosione delle armature. Infatti, nonostante le normative attuali per il progetto delle strutture in calcestruzzo armato vietino l'impiego di materie prime che ne contengano una significativa concentrazione, i sali a base di cloruri possono penetrare dall'ambiente esterno. Questo si verifica ad esempio nelle strutture marine o in molte opere stradali su cui si spargono sali disgelanti. È importante osservare che, quando si interviene per il recupero di strutture realizzate in passato, è invece necessario verificare la presenza di cloruri che possono essere stati aggiunti nel getto tramite l'acqua d'impasto o gli aggregati (ad esempio impiegando sabbia di mare non lavata) oppure tramite gli additivi (il cloruro di calcio, ora vietato, era l'additivo accelerante di indurimento più impiegato in passato).

L'attacco corrosivo può aver luogo solo quando la concentrazione dei cloruri raggiunge un valore sufficientemente elevato nel calcestruzzo a contatto con le armature. Il contenuto di cloruri necessario per danneggiare il film che protegge le armature dipende dal potenziale delle armature, che a sua volta è legato alla quantità di ossigeno che raggiunge la loro superficie. Di conseguenza, l'attacco può aver luogo per un contenuto di cloruri relativamente modesto quando il calcestruzzo è esposto all'atmosfera, dove l'ossigeno può raggiungere facilmente le armature; è invece necessario un tenore molto più elevato quando il calcestruzzo è immerso in mare o comunque l'apporto di ossigeno risulta ostacolato e quindi il potenziale delle armature è basso.

Nelle strutture esposte all'atmosfera l'ingresso dell'ossigeno verso le armature non è ostacolato e il potenziale delle armature è prossimo a 0 V SCE. In queste condizioni l'innesco della corrosione ha luogo quando la quantità di cloruri nella soluzione dei pori del calcestruzzo è tale da portare a valore critico del rapporto  $[Cl^-]/[OH^-]$ . Noto il pH del calcestruzzo (e quindi la concentrazione degli ioni OH) è quindi possibile determinare il contenuto critico di cloruri. Questo viene in genere espresso in percentuale rispetto alla massa di cemento nel calcestruzzo.

In pratica, con calcestruzzi non carbonatati ottenuti con normali cementi portland (e quindi con  $pH > 13$ ), il rischio di corrosione è basso per un contenuto di cloruri inferiore a 0,4% (in massa rispetto al contenuto di cemento) ed elevato per tenori superiori a 1%.



Per quanto riguarda invece la analisi sulla penetrazione dei cloruri all'interno del calcestruzzo sono stati considerati più rappresentativi quelle eseguite nel punto di maggiore criticità, ossia nella zona degli spruzzi. Si osserva che le analisi hanno mostrato che la percentuale di cloruri riferita al peso di volume del calcestruzzo è pari a 0.23% sulla superficie e pari a 0.040 % in corrispondenza delle barre di armatura più esterne.

Riferendo tale percentuale al contenuto di cemento e pertanto ipotizzando un rapporto tra peso del calcestruzzo e del peso di cemento utilizzato pari a 7 si conclude che in corrispondenza delle armature il tenore di cloruri è mediamente pari a 0.3%.

Questo suggerisce che i processi di corrosione non sono in atto in quanto non viene raggiunto il minimo tenore critico dei cloruri pari a 0.4%.

Nella Fig. 4.2 si riportano i profili dei cloruri eseguiti sull'opera in oggetto. Non viene rappresentato il profilo di penetrazione eseguito in corrispondenza del tratto A in quanto è poco rappresentativo.

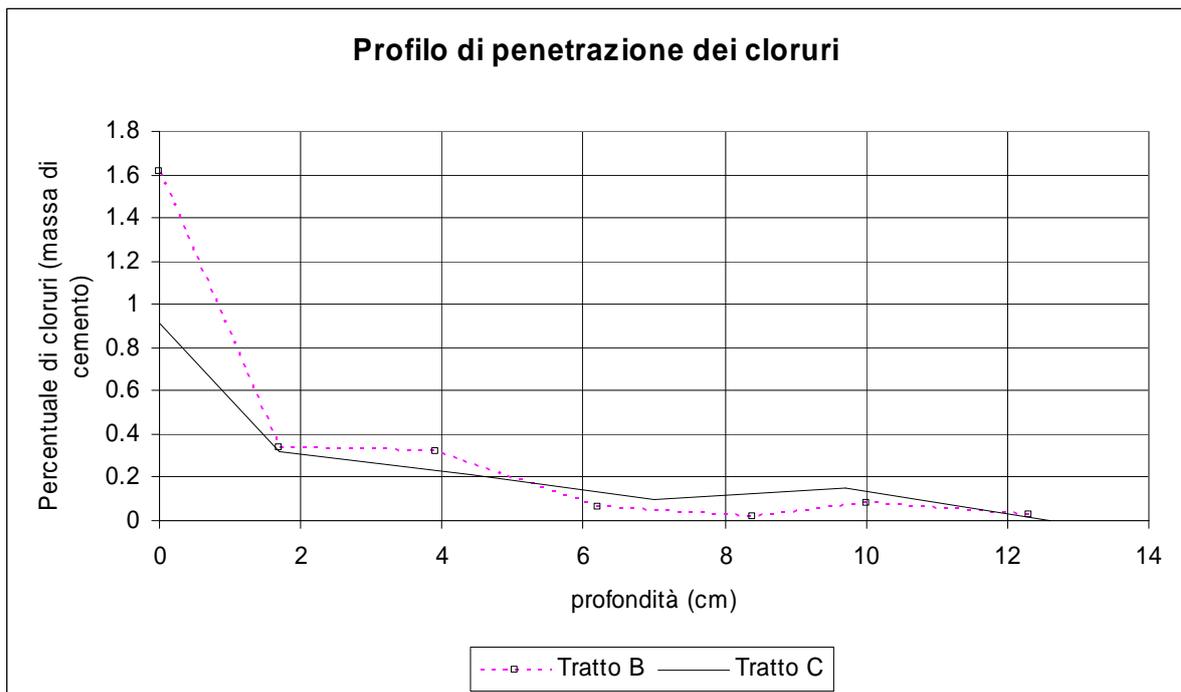


FIG. 4.2 - PROFILI DI PENETRAZIONE DEI CLORURI

	Rev.		EI.	Pag. n. 12
			RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE	

## 5. SOLUZIONE PROPOSTA

La soluzione proposta per risanare il paramento di banchina esistente è la seguente:

- dalla quota di fondo fino a -10.0 m s.M.m. si prevede la presenza dell'elemento di protezione e di un riempimento tra l'elemento stesso e la parete esistente con calcestruzzo di miscela con resistenza minima di 35 MPa;
- Dalla quota -10.0 m s.M.m. fino all'intradosso della trave di banchina si prevede di risanare localmente le zone in cui le armature sono scoperte e prive di copriferro.

Nella figura seguente si riporta una sezione tipica dell'intervento da realizzare.

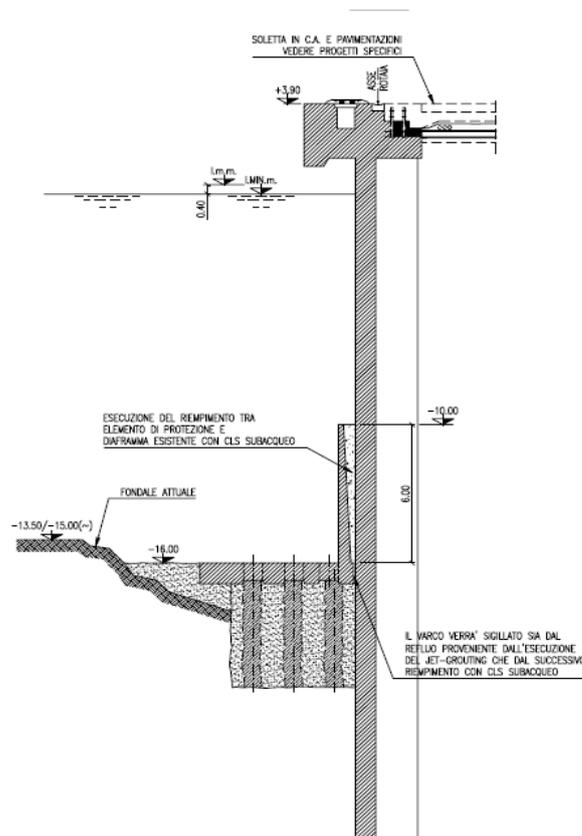


FIG. 5.1 - SEZIONE INTERVENTO

	Rev.		El.	Pag. n. 13
			RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE	

## 6. ANALISI CORROSIONISTICA

In base all'intervento proposto ed ai differenti processi di corrosione che si possono attivare lungo la parete di banchina sono state individuate tre zone caratteristiche su cui sviluppare delle analisi.

Le zone in oggetto sono riassunte in:

- Zona A - permanente immersa compresa tra -10 m s.M.m. ed il fondale;
- Zona B - permanente immersa compresa tra -1.6 m s.M.m. e -10.0 m s.M.m.;
- Zona C- soggetta alla variazione di marea e agli spruzzi dalla quota compresa tra -1.6 m s.M.m e l'intradosso della trave di banchina.

Nei paragrafi successivi verranno analizzare le singole zone.

### 6.1. Zona A

In considerazione di quanto esposto nei paragrafi precedenti in merito agli aspetti generali della corrosione, in tale zona, dove l'apporto di ossigeno è limitato, i processi di corrosione sono molti lenti e limitati.

Inoltre, in base ai rilievi effettuati si è riscontrato che in tale zona vi è la maggiore presenza di armature esposte.

Per diminuire la velocità del processo corrosivo delle barre esposte (già limitata per le condizioni ambientali circostanti), si è previsto di eseguire un riempimento con calcestruzzo di miscela tale per cui si ripristini la condizione di copertura delle armature.

In tale zona, inoltre, il contenuto critico di cloruri risulta essere molto maggiore rispetto a quello delle zone esposte in atmosfera e pertanto si ipotizza che sia prossimo a valori di -2% - 3%.

Applicando la legge di Fick e considerando una contenuto esterno dei cloruri pari a circa 1.5% della massa di cemento ed un coefficiente di diffusione dipendente da rapporto acqua/cemento del calcestruzzo originario, compattazione, curing e dalla presenza di fessure pari a  $5e-12$  m<sup>2</sup>/s (valore relativamente molto alto che tiene in conto dell'incertezza di esecuzione del diaframma) si verifica che il tempo di vita residua della struttura è superiori al periodo di vita della struttura.(Fig. 6.1).

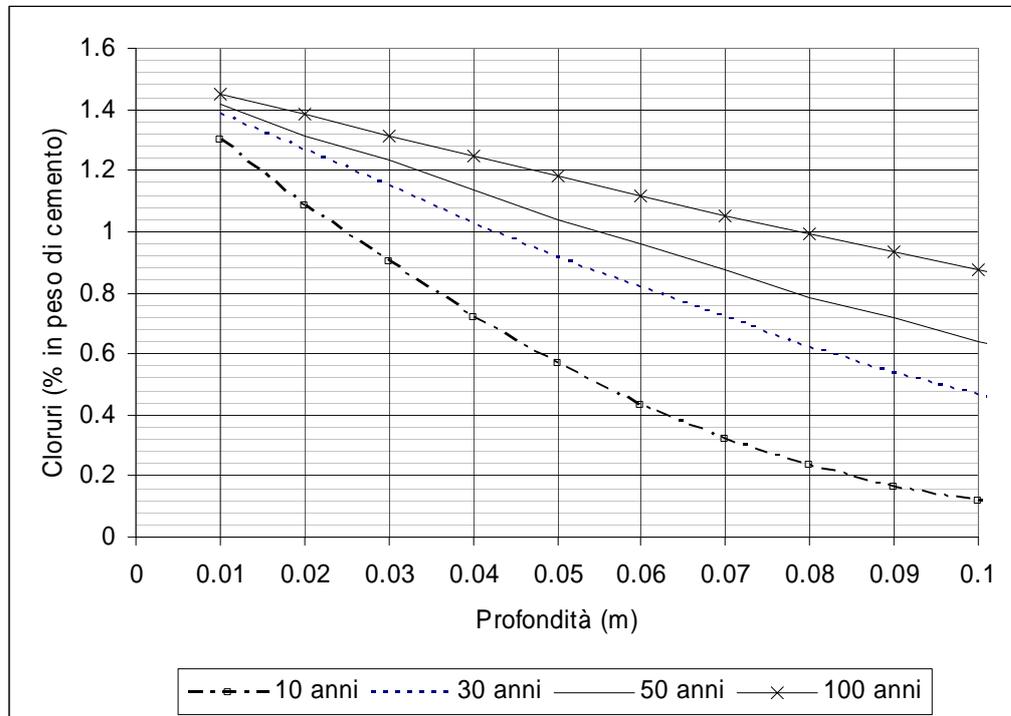


FIG. 6.1 - LEGGE DI FICK APPLICATA ALLE PARTI IMMERSE

## 6.2. Zona B

Nella zona in oggetto si verificano le stesse condizioni ambientali di quella sottostante.

In tale zona non si prevede un'opera di ripristino in quanto le imperfezioni ed i distacchi del copriferro sono limitate, e quindi risanabili con interventi limitati.

Anche in questo caso i fenomeni di corrosione possono essere ritenuti limitati e poco rilevante sulla vita utile dell'opera.

## 6.3. Zona C

In tale zona si osserva dai documenti a disposizione che il copriferro delle armature è rimasto inalterato e che il tenore dei cloruri alla barra è pari a circa 0.3%.

In tale zona data l'integrità dei materiali non sono previsti risanamenti generalizzati ma solamente interventi a livello locale qualora se ne manifestasse la necessità.

Per dimostrare la validità della scelta, si conduce mediante la relazione di Fick un'analisi per determinare il tempo residuo di vita della struttura.

Partendo dai profilo di penetrazione a disposizione si definiscono mediante back-analysys il coefficiente di diffusione del materiale interessato.

Se ad oggi sono trascorsi circa 30 anni dal momento in cui lo ione cloruro ha iniziato ad agire sulla struttura, si osserva che per raggiungere il minore tenore critico (0.4%) è necessario un ulteriore tempo di 20anni pari a 50 anni dalla costruzione dell'opera esistente.

Se invece si considera un tenore critico pari a 0.6% si osserva che sono necessari ulteriori 50 anni perché abbia inizio il fenomeno della corrosione.

Nella Fig. 6.2 si mostra l'andamento della penetrazione dei cloruri in funzione del tempo.

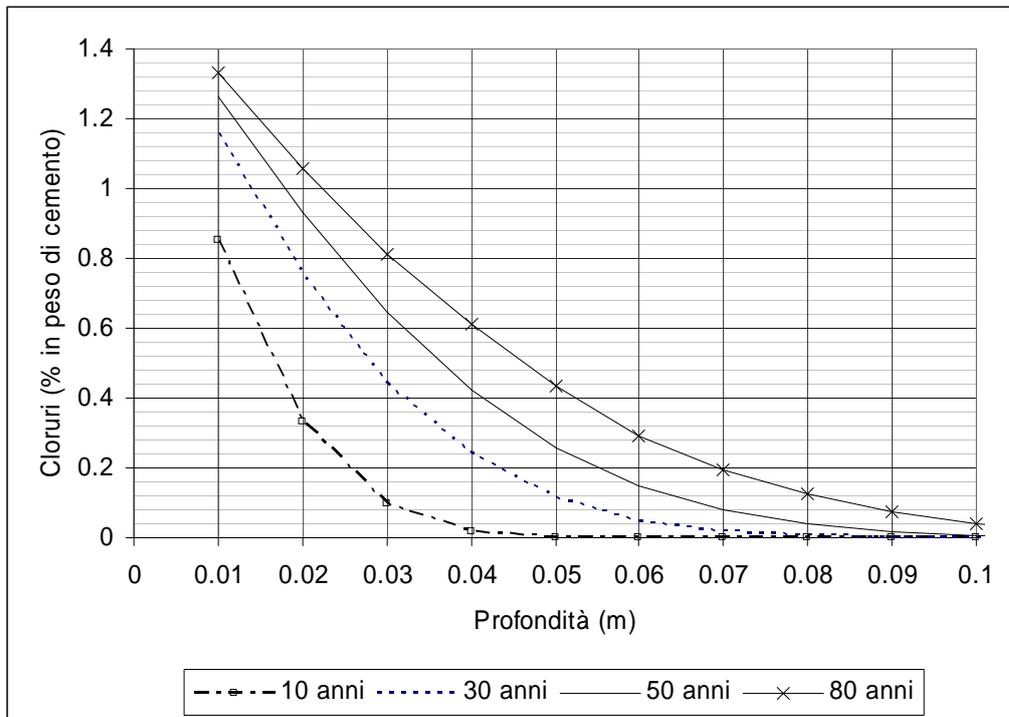


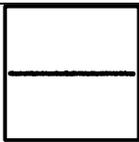
FIG. 6.2 - PROFILI DI PENETRAZIONE DEI CLORURI IN FUNZIONE DEL TEMPO

	Rev.		EI.	Pag. n. 16
			RELAZIONE SULLA CORROSIONE DEL PARAMENTO VERTICALE	

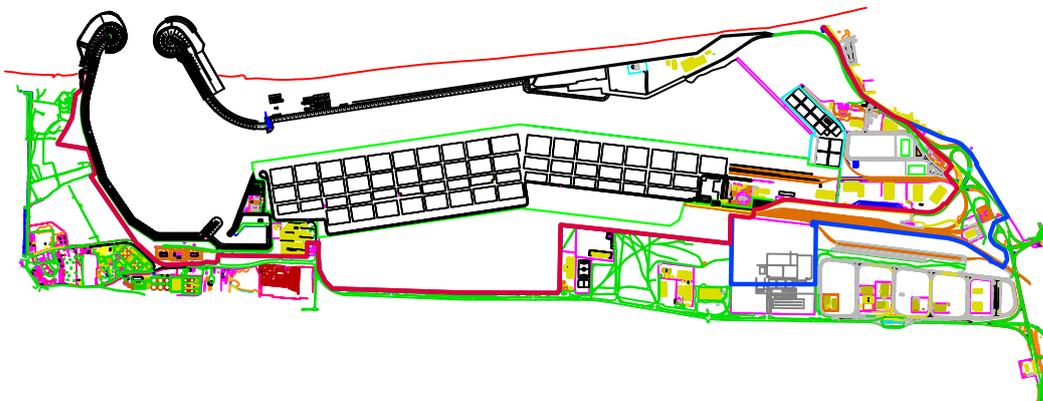
## 7. CONCLUSIONI

In conclusione si ritiene che la soluzione proposta in progetto è in grado di garantire i livelli prestazioni in merito ai fenomeni di corrosione.

---



# AUTORITA' PORTUALE DI GIOIA TAURO



## PROGETTO PRELIMINARE

Approfondimento e consolidamento dei fondali del canale portuale e del bacino d'espansione, adeguamento strutturale banchine e realizzazione della terza via di corsa nel tratto "D" della banchina di levante

## RELAZIONE

REVISIONI

1	
2	
3	

Relazione di calcolo strutturale  
Elemento di protezione banchina

Redatto da:

ing. Marco Merante

geom. Aldo Risola

geom. Francesco Prestia

Il Responsabile del Procedimento

ing. Saverio Spatafora

	Rev.		El.	Pag. n. 1
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

**AUTORITA' PORTUALE DI GIOIA TAURO**

**PORTO DI GIOIA TAURO**

**LAVORI DI APPROFONDIMENTO DEI FONDALI  
DEL CANALE PORTUALE E DEL BACINO DI ESPANSIONE  
NONCHE'  
DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE E REALIZZAZIONE  
DELLA TERZA VIA DI CORSA NEL TRATTO 'D'  
DELLE BANCHINE DI LEVANTE**

**– PROGETTO PRELIMINARE –**

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE  
ELEMENTO DI PROTEZIONE**

---

	Rev.		El.	Pag. n. 2
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## INDICE

1.	FINALITÀ E CONTENUTI DELLA RELAZIONE	4
1.1.	Descrizione dell'intervento	6
1.2.	Contenuti della relazione	8
1.3.	Caratteristiche dell'elemento di protezione	8
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
2.1.	Documenti del progetto Esecutivo di Variante relativo agli interventi di approfondimento dei fondali del canale portuale e del bacino di espansione nonché di adeguamento strutturale e realizzazione della terza via di corsa nei tratti A, B e C delle banchine di levante, attualmente in corso di realizzazione.	9
2.2.	Normativa italiana sulle strutture	9
2.3.	Eurocodici	9
3.	CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE	11
3.1.	Stati limite ultimi: combinazione delle azioni	12
3.1.1.	Stati limite ultimi: coefficienti di sicurezza parziali per i materiali	13
3.2.	Stati limite di esercizio: combinazione delle azioni	13
4.	MATERIALI	15
4.1.	Acciaio per barre ad aderenza migliorata ( $0 < \varnothing \leq 26 \text{ mm}$ )	15
4.2.	Acciaio per barre ad aderenza migliorata ( $\varnothing > 26 \text{ mm}$ )	15
4.3.	Calcestruzzo $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$	16
5.	MODALITÀ DI VERIFICA	17
5.1.	Elementi strutturali in calcestruzzo	17
5.1.1.	Verifiche a flessione	17
5.1.2.	Verifiche a taglio	18
5.1.3.	Verifiche fessurazione	18
6.	DATI DI PROGETTO	20
6.1.	Vita utile di progetto	20
6.2.	Fasi di costruzione	20
6.3.	Azioni di progetto	20
6.3.1.	Pesi propri e carichi permanenti portati	20
6.3.2.	Spinta idrostatica e spinta di Archimede	20
6.3.3.	Azioni variabili	20
6.3.4.	Azione sismica	21

---

	Rev.		El.	Pag. n. 3
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

7.	ANALISI STRUTTURALE	23
7.1.	Criteri di modellazione delle strutture	23
7.2.	Analisi dei carichi	24
7.2.1.	Peso proprio	24
7.2.2.	Sovraccarico accidentale orizzontale	25
7.2.3.	Azioni sismiche	25
7.2.4.	Sovraccarico in condizioni sismiche	26
7.3.	Combinazioni dei carichi elementari	26
7.4.	Modello di calcolo analizzato	27
7.5.	Verifica della struttura	38
7.5.1.	Parete verticale	39
7.5.2.	Soletta di base	41
8.	CONCLUSIONI	43

---

	Rev.		El.	Pag. n. 4
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## 1. FINALITÀ E CONTENUTI DELLA RELAZIONE

Il porto sorge a Nord di Gioia Tauro, ricavato in gran parte all'interno della originaria linea di costa, e si estende a Nord fino all'abitato di S. Ferdinando.



FIG. 1.1 - PORTO DI GIOIA TAURO – VISTA AEREA DEL PORTO (DAL SITO DELL'AUTORITÀ PORTUALE)

Le opere ad oggi realizzate sono: le banchine di levante del canale portuale per una lunghezza di circa 3.4 km, attrezzate con gru e dotate di retrostanti piazzali per lo stoccaggio dei containers, le banchine del bacino nord per una lunghezza di 384 m, i terminal ro-ro per una lunghezza di 481 m, la banchina di ponente per una lunghezza di 510 m e la banchina pescherecci lunga 200 m.

Con lettera del 14/02/2007 del Ministero delle Infrastrutture - Ufficio Opere Marittime per la Calabria e con successiva lettera del 08/06/2007 dell'Autorità Portuale di Gioia Tauro è stato approvato il progetto esecutivo relativo all'attuazione di un nuovo piano pescaggi, in prosecuzione dell'esistente nel tratto di banchina denominato "alti fondali", della terza via di corsa con scartamento 30,48 m in particolare i tratti di banchina di Levante, denominati A, B e C.

	Rev.		El.	Pag. n. 5
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

Le banchine del canale portuale attualmente interessate dall'approfondimento dei fondali si sviluppano per una lunghezza complessiva di 1895 m e precisamente:

- tratto A, di lunghezza 783 m, in cui il fondale attuale si trova alla quota di -15 m;
- tratto B, di lunghezza 457 m, in cui il fondale attuale si trova alla quota di -13.5 m;
- tratto C, di lunghezza 645 m, in cui il fondale attuale si trova alla quota di -13.5 m.

Si prevede di estendere tale approfondimento per un ulteriore tratto D di lunghezza 650 m, in cui il fondale attuale si trova alla quota di - 12,5 m, in stretta analogia con quanto già in corso di realizzazione, atteso che lo schema statico della struttura esistente è analogo a quello dei tratti adiacenti e pertanto possono essere realizzati gli stessi interventi di adeguamento strutturale sulla scorta dell'esperienza progettuale e tecnico-esecutiva già acquisita.

Nel tratto rimanente delle banchine di levante, di lunghezza 466 m, la natura geotecnica dei fondali non consente un ulteriore approfondimento rispetto alla quota attuale e pertanto si prevede di realizzare unicamente degli interventi localizzati di ripristino in corrispondenza dei giunti ammalorati della paratia esistente.

Nel maggio 2007 sono stati effettuati dei rilievi aggiuntivi a quelli disponibili presso l'Autorità Portuale.

Tali rilievi, eseguiti mediante la tecnologia Multibeam, hanno investigato lo stato delle opere:

- del fondale antistante il paramento di banchina;
- del paramento di banchina a partire dalla quota del fondale fino a circa 1 m sotto il livello dell'acqua.

Si è riscontrata una notevole discontinuità negli allineamenti fra pannelli di diaframma che possono dar luogo anche a scostamenti di 1.0m su una distanza di 60m di banchina e la presenza di numerosi avvallamenti sul fondale.

Questo fatto ha determinato le seguenti problematiche:

- difficoltà nel ripristino per la maggior parte della lunghezza della banchina delle condizioni ottimali per l'esecuzione del trattamento jet grouting;
- difficoltà nel posizionamento dei pannelli prefabbricati a causa dei disallineamenti che non consente la realizzazione di un paramento continuo;
- difficoltà nell'eseguire le fiorettature al diaframma esistente tali da garantire la stabilità del pannello nei confronti delle forze di agenti, e quindi garantire la tenuta del rivestimento a fronte delle turbolenze indotte da navi.

	Rev.		El.	Pag. n. 6
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

La soluzione progettuale individuata per risolvere le problematiche precedentemente descritte consiste in un elemento strutturale monolitico ed autoportante.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento e la verifica statica dell'elemento di protezione facente parte delle opere di consolidamento al piede e del rivestimento definitivo della parete di banchina esistente.

Nei paragrafi seguenti si illustreranno i criteri di progetto seguiti per il dimensionamento e la verifica dell'opera, ed i risultati dei calcoli condotti.

### **1.1. Descrizione dell'intervento**

L'intervento di protezione del fondale e della parete attuale consiste:

- Costruzione fuori opera di elementi di protezione modulari costituiti da una soletta di dimensioni 6.20 m x 2.4 m e spessore 0.90 cm e da una parete verticale di altezza di 6 m, larghezza 2.4 m e spessore variabile da 0.20 a 0.50 m. I dettagli sulla costruzione e la geometria di tale elemento sono riportati nel paragrafo successivo;
- Ripristino delle buche presenti al piede della paratia causate dalle manovre di accosto e di disormeggio delle navi regolarizzando il fondale alla quota di posa degli elementi di protezione;
- Posa degli elementi di protezione la cui posizione è funzione del disallineamento dei diaframmi della parete esistente;
- Realizzazione del trattamento jet grouting come previsto in progetto;
- Riempimento dell'intercapedine tra elementi di protezione e pannelli esistenti. Tale riempimento viene eseguito dalla quota di circa -16.0 m fino alla quota di -10.0 m.
- Eventuale ripristino di parti ammalorate con armatura esposta localizzati in corrispondenza dei giunti delle paratie esistenti al di sopra della quota - 10,00 m, eseguiti mediante pennellatura metallica fissata con tasselli e successivo intasamento con malta.

La geometria degli elementi di protezione è comune per tutti i tratti A, B, C e D della banchina; essa è determinata oltre che dal dimensionamento strutturale anche dalla necessità di garantire un effetto di sconfinamento (pressione sul fondale) tale da assicurare la corretta realizzazione delle colonne di jet grouting.

---



	Rev.		El.	Pag. n. 8
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## **1.2. Contenuti della relazione**

La presente relazione riguarda il dimensionamento dell'elemento di protezione posto a contatto con l'attuale parete di banchina.

Le verifiche strutturali saranno condotte secondo il metodo degli Stati Limite.

## **1.3. Caratteristiche dell'elemento di protezione**

Nel seguito si descrive la geometria dell'elemento oggetto della presente relazione e si descrive anche la metodologia costruttiva.

Gli elementi hanno geometria modulare con sviluppo longitudinale di 2.40 m e sono composti da una soletta di base e da una parete verticale. Ogni singolo elemento viene realizzato in un unico getto e può quindi considerarsi monolitico.

Nella soletta di base di larghezza 6.2 m e lunghezza 2.4 m vengono predisposti dei fori del diametro  $\phi 750$  mm necessari per il passaggio delle aste per la jettiniezione; tali fori sono posizionati in modo da coincidere con l'asse teorico delle colonne jet grouting.

Ogni elemento viene realizzato fuori opera, varato in acqua e posizionato secondo quanto previsto negli elaborati grafici.

---

	Rev.		El.	Pag. n. 9
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1. Documenti del progetto Esecutivo di Variante relativo agli interventi di approfondimento dei fondali del canale portuale e del bacino di espansione nonché di adeguamento strutturale e realizzazione della terza via di corsa nei tratti A, B e C delle banchine di levante, attualmente in corso di realizzazione.

### 2.2. Normativa italiana sulle strutture

- Legge n. 1086 del 5/11/1971, "*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, e a struttura metallica*";
- DM.LL.PP. del 16/1/96, Norme tecniche relative ai "*Criteri generali per la per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi*";
- Circolare 4/7/96, "*Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi"* di cui al DM prec.;
- DM.LL.PP. 9/1/96, "*Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche*";
- Circolare Min.LL.PP. del 15/10/96, "*Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"* di cui al D.M. prec.;
- DM.LL.PP. 16/1/96, "*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*";
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20/03/2003, "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionali e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*";
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 14/9/05, "*Norme tecniche per le costruzioni*".

### 2.3. Eurocodici

- UNI - ENV 1991-1 - Eurocodice 1 – "*Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 1: Basi di calcolo*";
  - UNI - ENV 1991-2.1 - Eurocodice 1 – "*Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 2.1 Azioni sulle strutture - Massa volumica, pesi propri e carichi imposti*";
  - UNI - ENV 1991-2.6 - Eurocodice 1 – "*Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 2.6: Azioni sulle strutture - Azioni durante la costruzione*";
-

	Rev.		El.	Pag. n. 10
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

- UNI - ENV 1991-2.7 - Eurocodice 1 – "*Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 2.7: Azioni sulle strutture - Azioni eccezionali dovute ad impatti ed esplosioni*";
  - UNI - ENV 1992-1-1 - Eurocodice 2 – "*Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1 - 1 -Regole generali e regole per gli edifici*";
  - UNI - ENV 1997-1 - Eurocodice 7 – "*Progettazione geotecnica - Parte 1 - regole generali*";
  - UNI - ENV 1998-1 - Eurocodice 8 – "*Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1.1 - Regole generali - Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture*";
  - ENV 1998-5 - Eurocode 8 - "*Design provisions for earthquake resistance of structures - Part. 5 - Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*".
-

	Rev.		El.	Pag. n. 11
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

### 3. CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE

Le verifiche strutturali sono state effettuate facendo riferimento al metodo semi probabilistico agli stati limite, così come applicato nella normativa nazionale vigente (c.m. 09-01-96, ordinanza 3274 del 20-03-03 e del decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14/09/05, Norme Tecniche per le Costruzioni) e negli Eurocodici (in particolare EC1, EC2, EC8).

Vengono considerati sia gli stati limite ultimi, che sono quelli associati al collasso della struttura o alla rottura di parti di essa, sia gli stati limite di esercizio, che corrispondono a condizioni oltre le quali specifiche richieste d'uso per una struttura o per un elemento strutturale non sono più soddisfatte.

Le verifiche di sicurezza vengono condotte secondo il *Metodo dei coefficienti parziali*: l'affidabilità viene ottenuta verificando che, in tutte le situazioni progettuali significative, gli stati limite non vengono raggiunti quando *i valori di progetto delle azioni, delle proprietà del materiale e dei dati geometrici* sono introdotti nei modelli progettuali.

In particolare si verificherà che:

- le azioni di progetto non provochino il collasso globale delle strutture (anche in situazioni eccezionali, ad esempio sisma);
- gli *effetti* delle azioni di progetto non superino la resistenza di progetto delle strutture allo stato limite ultimo;
- gli *effetti* delle azioni di progetto non superino i criteri di funzionalità per lo stato limite di esercizio.

Il valore di progetto  $F_d$  di una azione viene espresso in termini generali da:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_K$$

essendo  $F_K$  il *valore caratteristico* dell'azione considerata e  $\gamma_F$  il coefficiente parziale che tiene conto:

- della possibilità delle variazioni sfavorevoli delle azioni;
- della possibilità di una poco accurata modellazione delle azioni;
- di incertezze nella valutazione negli effetti delle azioni.

Le azioni di progetto opportunamente combinate, insieme alle proprietà del materiale e ai dati geometrici, vengono applicate al modello di calcolo che idealizza la struttura per determinarne gli effetti  $E_d$ .

Il valore di progetto  $X_d$  di una proprietà del materiale viene espresso in termini generali da:

	Rev.		El.	Pag. n. 12
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

$$X_d = \gamma_M \cdot X_K$$

essendo  $X_K$  il *valore caratteristico* della proprietà del materiale considerata e  $\gamma_M$  il coefficiente parziale che comprende:

- variazioni sfavorevoli dei valori caratteristici;
- poca precisione nei coefficienti di conversione;
- incertezze nelle proprietà geometriche ed in quelle del modello resistente.

I valori di progetto delle proprietà del materiale, i dati geometrici e gli effetti delle azioni, quando pertinenti, vengono usati per determinare la resistenza di progetto  $R_d$ .

Nel caso in cui il problema sia lineare (analisi elastica), vale il principio di sovrapposizione degli effetti, pertanto è possibile applicare al modello le azioni caratteristiche singolarmente e combinarne gli effetti.

Pertanto le verifiche sono soddisfatte quando è verificata la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

### 3.1. Stati limite ultimi: combinazione delle azioni

Per ogni caso di carico critico, i valori di progetto degli effetti delle azioni ( $E_d$ ) devono essere determinati combinando il valore di azioni che si verificano simultaneamente nel modo seguente:

- *Combinazioni per situazioni persistenti e transitorie*: valori di progetto delle azioni permanenti  $G_i$  e contemporanea presenza delle azioni variabili  $Q_j$

$$F_d = \sum_i \gamma_{Gi} G_{ik} + \gamma_q (Q_{1k} + \sum_j \psi_{0j} Q_{jk})$$

assumendo:

- $\gamma_G = 1.4$  (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) essendo  $G$  l'azione derivante dai carichi permanenti;
- $\gamma_Q = 1.5$  (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) per i carichi accidentali;
- $\Psi_{0j}$  coefficiente di combinazione assunto pari a 0.7.
- *Combinazioni per situazioni di progetto sismiche* – valori caratteristici delle azioni permanenti  $G_j$  con i valori frequenti delle azioni variabili  $Q_i$  e con il valore di progetto dell'azione sismica  $A_{ed}$

$$F_d = \sum_i G_{ik} + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_j \psi_{2j} Q_{jk}$$

	Rev.		El.	Pag. n. 13
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

assumendo:

- $\gamma_1 = 1$  coefficiente di importanza;
- $\Psi_{2j}$  coefficiente di combinazione assunto pari a 0.25.

### 3.1.1. Stati limite ultimi: coefficienti di sicurezza parziali per i materiali

I coefficienti di sicurezza parziali per i materiali costituenti gli elementi strutturali oggetto di verifica nella presente relazione sono:

- $\gamma_{cls} = 1.60$  coefficiente relativo al calcestruzzo
- $\gamma_s = 1.15$  coefficiente relativo all'acciaio per cls armato
- $\gamma_s = 1.05$  coefficiente relativo all'acciaio

### 3.2. **Stati limite di esercizio: combinazione delle azioni**

Le combinazioni considerate per le verifiche agli stati limite di esercizio sono definite dalle seguenti espressioni:

- *per combinazioni di carico rare*: valori caratteristici delle azioni permanenti  $G_i$  associati ai valori caratteristici delle azioni variabili  $Q_j$

$$F_d = \sum_i G_{ik} + \sum_{j \geq 2} \psi_{0j} Q_{jk}$$

assumendo:

- $\Psi_{0j}$  coefficiente di combinazione assunto pari a 0.7.
- *per combinazioni di carico frequenti*: valori caratteristici delle azioni permanenti  $G_i$  combinati alle azioni variabili  $Q_j$

$$F_d = \sum_i G_{ik} + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{j \geq 2} \psi_{2j} Q_{jk}$$

assumendo:

- $\Psi_{11}$  coefficiente di combinazione assunto pari a 0.7;
- $\Psi_{2j}$  coefficiente di combinazione assunto pari a 0.5.
- *per combinazioni di carico quasi permanenti*: valori caratteristici delle azioni permanenti  $G_i$  combinati alle azioni variabili  $Q_j$

$$F_d = \sum_i G_{ik} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2j} Q_{jk}$$

	Rev.		El.	Pag. n. 14
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

assumendo:

- $\Psi_{2j}$  coefficiente di combinazione assunto pari a 0.3 o 0.6 a seconda del tipo di azione variabile considerata.

Nelle condizioni di esercizio si controllano le ampiezze degli spostamenti delle pareti e delle fessure nel calcestruzzo e, ove significativo, i tassi di lavoro dei materiali.

---

	Rev.		El.	Pag. n. 15
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

#### 4. MATERIALI

Nel seguito vengono riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali di cui sono composte le opere oggetto di analisi e verifica nella presente relazione.

##### 4.1. Acciaio per barre ad aderenza migliorata ( $0 < \varnothing \leq 26 \text{ mm}$ )

B450C (ex FeB44K) saldabile con

$f_{yk} \geq 430 \text{ Mpa}$                       tensione caratteristica di snervamento

$f_{tk} \geq 540 \text{ Mpa}$                       tensione caratteristica di rottura

Prescrizioni di duttilità relative alla zona sismica:

$$1.13 < f_y / f_{yk} < 1.35$$

$$f_{y,eff} / f_{y,nom} < 1.25$$

$$\epsilon_{su,k} > 8\%$$

Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio, si adotteranno le seguenti limitazioni tensionali:

$$- \sigma_{s,max} = -0.7 f_{yk} = -301.0 \text{ N/mm}^2 \text{ per combinazioni di carico rare.}$$

##### 4.2. Acciaio per barre ad aderenza migliorata ( $\varnothing > 26 \text{ mm}$ )

Feb 38k saldabile con

$f_{yk} \geq 375 \text{ Mpa}$                       tensione caratteristica di snervamento

$f_{tk} \geq 450 \text{ Mpa}$                       tensione caratteristica di rottura

Prescrizioni di duttilità relative alla zona sismica:

$$1.15 < f_y / f_{yk} < 1.35$$

$$f_{y,eff} / f_{y,nom} < 1.25$$

$$\epsilon_{su,k} > 8\%$$

Per quanto riguarda in particolare gli stati limite di esercizio, si adotteranno le seguenti limitazioni tensionali:

$$- \sigma_{s,max} = -0.7 F_{yk} = -262.5 \text{ N/mm}^2 \text{ per combinazioni di carico rare}$$

	Rev.		El.	Pag. n. 16
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

### 4.3. Calcestruzzo $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$

Il calcestruzzo impiegato per tutti i getti avrà le seguenti caratteristiche:

$R_{ck}$	= 45 Mpa	resistenza caratteristica cubica;
$f_{ck}$	= 37.35 Mpa	resistenza caratteristica cilindrica;
$f_{cd}$	= 23.34 Mpa	resistenza a compressione di calcolo;
$f_{ctm}$	= 3.42 Mpa	resistenza media a trazione;
$f_{ctk}$	= 2.39 Mpa	resistenza caratteristica a trazione;
$f_{cfm}$	= 4.10 Mpa	resistenza media a trazione per flessione;
$f_{cfk}$	= 2.87 Mpa	resistenza caratteristica a trazione per flessione;
$E$	= 38237 Mpa	modulo elastico di Young.

Per quanto riguarda in particolare gli Stati Limite di Esercizio, si adotteranno le seguenti limitazioni tensionali:

- $\sigma_{c,max} = -0.5 \times R_{ck} = -22.5 \text{ N/mm}^2$  per combinazioni di carico rare;
- $\sigma_{c,max} = -0.4 \times R_{ck} = -18.0 \text{ N/mm}^2$  per combinazioni di carico quasi permanenti.

Il copriferro minimo misurato sul ferro di forza più esterno è pari a 5.0 cm.

Le ampiezze delle fessure verranno contenute a 0.2 mm per combinazioni di carico frequenti e 0.3 mm in tutti gli altri casi.

## 5. MODALITA' DI VERIFICA

In questo capitolo vengono descritte le modalità di verifica degli elementi strutturali impiegate nei prossimi capitoli.

### 5.1. Elementi strutturali in calcestruzzo

#### 5.1.1. Verifiche a flessione

Le verifiche a flessione verranno eseguite controllando che, per ogni elemento si verifichi:

$$M_{SD} < M_{RD}$$

ovvero che il momento sollecitante ultimo sia minore del momento resistente della sezione stessa.

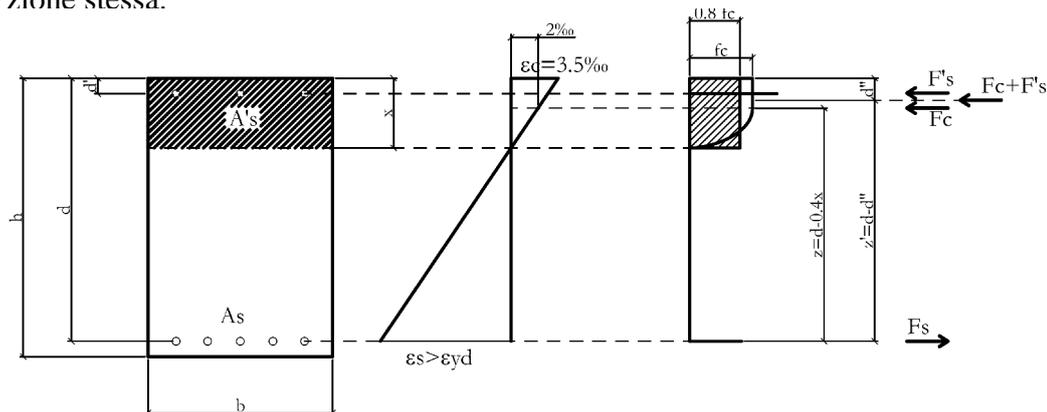


FIG. 5.1 - MODELLO PER IL CALCOLO DEL MOMENTO RESISTENTE

Partendo dalle prescrizioni contenute nell'Eurocodice 2, il calcolo del momento resistente delle sezioni è stato eseguito secondo il modello seguente:

Momento resistente: 
$$M_{RD} = F_S \cdot (d - d'')$$

dove d'' viene valutato come: 
$$d'' = \frac{F'_S \cdot d' + F_c \cdot 0,4 \cdot x}{F_c + F'_S}$$

F's: 
$$F'_S = f_{yd} \cdot A'_S$$

F\_S: 
$$F_S = f_{yd} \cdot A_S$$

F\_c: 
$$F_c = 0,8 \cdot f_c \cdot b \cdot x$$

	Rev.		El.	Pag. n. 18
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

### 5.1.2. Verifiche a taglio

Secondo le prescrizioni contenute nella normativa nazionale e nell'Eurocodice 2 la verifica a taglio viene effettuata in tutti gli elementi dove il taglio sollecitante  $V_{Sd}$  risulta essere maggiore di un valore di riferimento fissato dalla norma ( $V_{Rd1}$ ) ovvero se:

$$V_{Sd} > V_{Rd1}$$

dove  $V_{Rd1}$  è definito come:

$$V_{Rd1} = \left[ \tau_{Rd} \cdot K \cdot (1.2 + 40\rho_1) + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Con:  $\tau_{Rd}$  = resistenza unitaria a taglio di riferimento:  $\left( 0.25 \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} \right)$

$K = (1.6 - d) \geq 1$  o  $= 1$  se più del 50% dell'armatura inferiore è interrotta

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd} \leq 0.02 \quad \text{percentuale d'armatura di trazione}$$

$\sigma_{cp}$  = sforzo assiale di compressione

Ogni qual volta il taglio sollecitante risulti essere maggiore di  $V_{Rd1}$  si dovrà verificare che in ogni sezione risulti essere:

$$V_{Sd} < V_{Rd2}$$

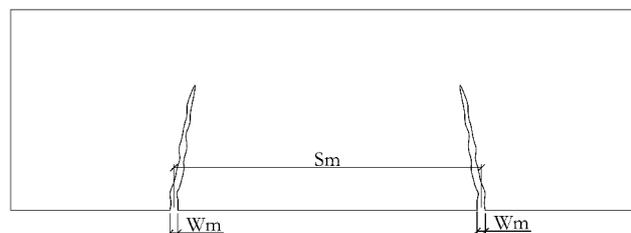
e che la sezione presenti armatura a taglio sufficiente a resistere al taglio sollecitante  $V_{Sd}$  con:  $V_{Rd2} = 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.9d$  e  $\nu = 0.7 - f_{ck} / 200 \geq 0.5$

### 5.1.3. Verifiche fessurazione

La verifica a fessurazione viene effettuata garantendo che in ogni sezione, sotto le condizioni di carico di servizio, l'ampiezza caratteristica delle fessure ( $w_k$ ) sia minore di 0.2 mm per combinazioni di carico frequenti e di 0.3 mm in tutti gli altri casi.

L'ampiezza caratteristica delle fessure viene calcolata a partire dall'ampiezza media delle fessure ( $w_m$ ) secondo la formula:

$$w_k = 1.7 \cdot w_m = 1.7 \cdot s_m \cdot \varepsilon_m$$



dove l'espressione di  $s_m$  in millimetri è:

	Rev.		El.	Pag. n. 19
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

$$s_m = 50 + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \phi / \rho_r$$

con:

**k1** = coefficiente sull'aderenza delle barre (1.6 per barre lisce e 0.8 per barre ad aderenza migliorata);

**k2** = coefficiente dipendente dal tipo di sollecitazione (1 per trazione pura, 0.5 per flessione);

$\phi$  = diametro delle barre espresso in millimetri;

$\rho_r$  = percentuale d'armatura tesa;

e l'espressione di  $\varepsilon_m$ , deformazione media delle barre d'acciaio, è:

$$\varepsilon_m = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

con:

$\sigma_{cr}$  = tensione di trazione nelle barre di acciaio conseguente all'applicazione del momento di prima fessurazione

$\sigma_s$  = tensione di trazione nelle barre d'acciaio in corrispondenza della generica sezione parzializzata;

$E_s$  = modulo di elasticità dell'acciaio;

$\beta_1$  = coefficiente sull'aderenza delle barre (0.5 per barre lisce e 1 per barre ad aderenza migliorata);

$\beta_2$  = coefficiente sulla durata di applicazione del carico (1 per carichi di breve durata).

	Rev.		El.	Pag. n. 20
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## 6. DATI DI PROGETTO

### 6.1. Vita utile di progetto

La vita utile di progetto è intesa, nel Testo unitario e negli EC, come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria prevista, deve poter essere usata per lo scopo alla quale è destinata.

Per le opere progettate è stata assunta una vita utile di 50 anni, sulla base di esperienze precedenti e sulla base delle scelte sui carichi effettuate nel progetto definitivo; ai sensi della nuova normativa esso si configura pertanto come opera di classe I.

### 6.2. Fasi di costruzione

Le fasi di costruzione previste in progetto si possono così riassumere:

- *Fase '1'*: Realizzazione dell'elemento di protezione fuori opera;
- *Fase '2'*: Posa dell'elemento di protezione ;
- *Fase '3'*: Riempimento con calcestruzzo dell'intercapedine tra elemento di protezione e diaframmi esistenti.

### 6.3. Azioni di progetto

#### 6.3.1. Pesi propri e carichi permanenti portati

Per le strutture in esame si considerano i seguenti valori (nominali) di peso specifico:

- $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$  peso specifico calcestruzzo armato

#### 6.3.2. Spinta idrostatica e spinta di Archimede

Per la determinazione della spinta idrostatica agente sulle strutture si considera:

- $\gamma_w = 10.10 \text{ kN/m}^3$  peso specifico acqua di mare

Nella determinazione di tali azioni si considera un livello del mare prefissato, coincidente con il "livello minimo mare", assunto nel progetto pari a -0.4m sul livello di medio mare.

#### 6.3.3. Azioni variabili

L'opera viene progettata considerando come carico agente sull'elemento di protezione un sovraccarico accidentale distribuito corrispondente ad un cavo d'onda di altezza di 1 m ed all'azione prodotta dalle eliche (bow thruster) pari a:

$$q = 20 \text{ kN/m}^2$$

#### 6.3.4. Azione sismica

La normativa nazionale classifica tutto il territorio italiano come territorio a rischio sismico. Nell'ambito di tale orientamento vengono individuate quattro categorie sismiche di cui la prima è soggetta al maggior rischio e la quarta al minore. La zona di ubicazione del Porto di Gioia Tauro è classificata come zona sismica di prima categoria, caratterizzata da una accelerazione orizzontale su suolo rigido pari a  $a_g=0.35 \times g$  (tempo di ritorno del sisma di progetto  $T_r=475$  anni). Ai sensi della normativa vigente, una migliore determinazione del valore di accelerazione di picco è possibile ricorrendo alle mappe allegare alla Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006, All. 1b di cui si riporta lo stralcio nella figura seguente. Da essa si deduce che l'accelerazione di picco per la sottozona in analisi è compresa fra 0.250-0.275 g.

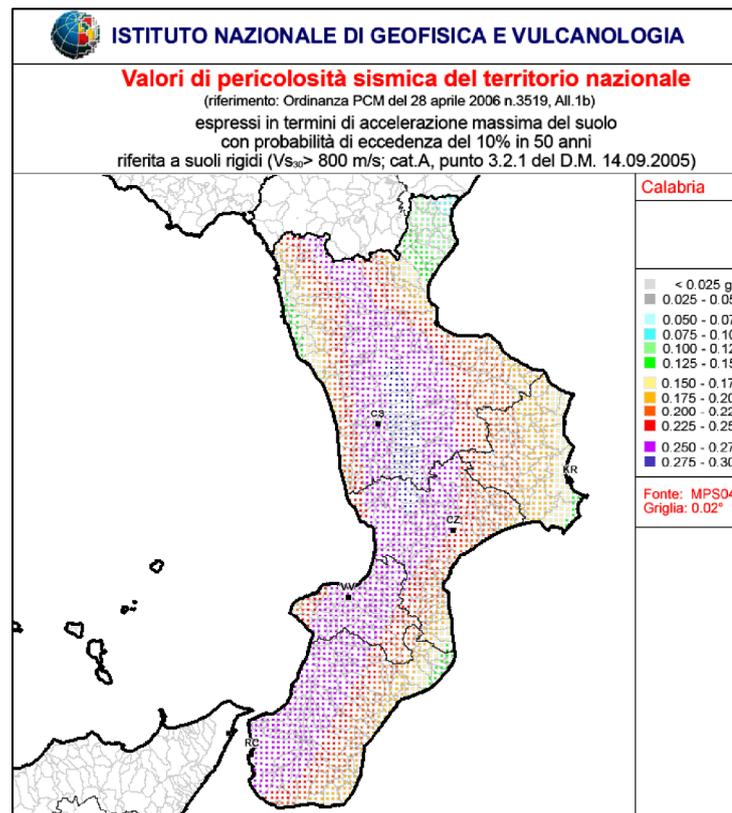


FIG. 6.1 - PORTO

DI GIOIA

#### TAURO – PERICOLOSITÀ SISMICA DI RIFERIMENTO PER IL TERRITORIO NAZIONALE

In relazione alla classe di importanza dell'opera progettata, l'EC8 e l'OPCM introducono un fattore di importanza  $\gamma_I$  che vale 1, 1.2 e 1.4. Per l'opera in esame si assume il valore 1.

Questi dati di progetto vengono affinati nella relazione di calcolo geotecnico, alla quale si rimanda per maggiori dettagli. In ogni caso il valore di accelerazione di progetto per il dimensionamento dell'elemento di protezione è pari a 0.274 g

	Rev.		El.	Pag. n. 22
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

Il sovraccarico accidentale da associare alla condizione sismica è pari a  $0.25 \times 20 \text{ kPa} = 5 \text{ kPa}$ .

---

## 7. ANALISI STRUTTURALE

### 7.1. Criteri di modellazione delle strutture

Il dimensionamento e la verifica dell'elemento di protezione sono stati condotti studiando la struttura mediante modelli di calcolo tridimensionali in modo da analizzare contemporaneamente gli effetti indotti sia dai carichi verticali (peso proprio, carichi permanenti) che da quelli orizzontali (azioni accidentali derivanti dall'azione dell'onda e dall'azione delle eliche delle navi).

L'elemento si compone di una soletta di base e da una parete verticale della larghezza di 2.4 m. I singoli elementi sono soggetti alle stesse tipologie di carichi.

In Fig. 7.1 viene riportata la vista in pianta della soletta di base. In Fig. 7.2 si riporta invece una sezione trasversale dell'elemento in oggetto.

L'analisi strutturale è stata sviluppata studiando un modello di calcolo comune per tutti gli elementi.

Il modello di calcolo agli elementi finiti, sviluppato con il software SAP 2000 prodotto dalla CSI Computers and Structures Inc, è composto da elementi tipo shell.

Gli elementi tipo shell sono vincolati mediante una serie di molle alla winkler che rappresentano l'effetto offerto dal trattamento di consolidamento; il valore utilizzato è pari a  $1000 \text{ kN/m}^3$ .

Gli elementi shell che schematizzano le due parti principali dell'elemento sono conformi alla geometria effettiva e hanno come modulo elastico pari a quello del calcestruzzo di classe C35/45 ( $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$ ,  $E = 38200000 \text{ kN/m}^2$ ).

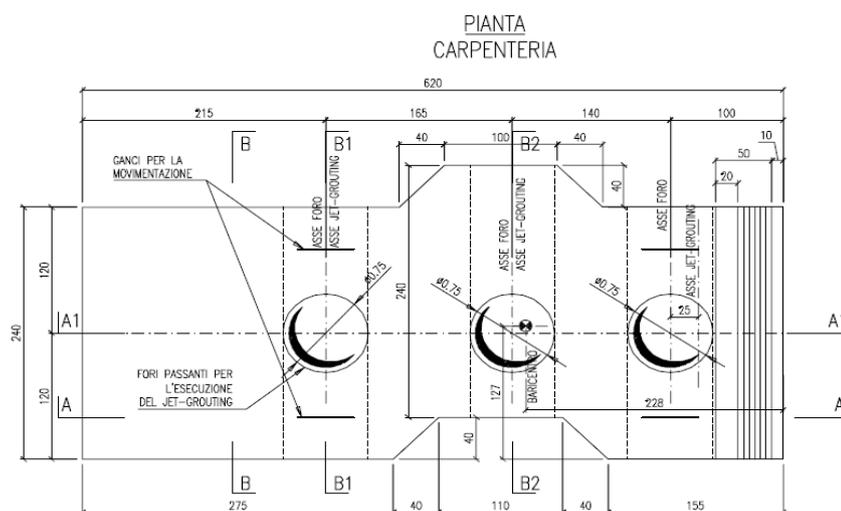


FIG. 7.1 - PIANTA SOLETTA DI BASE

	Rev.		El.	Pag. n. 24
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

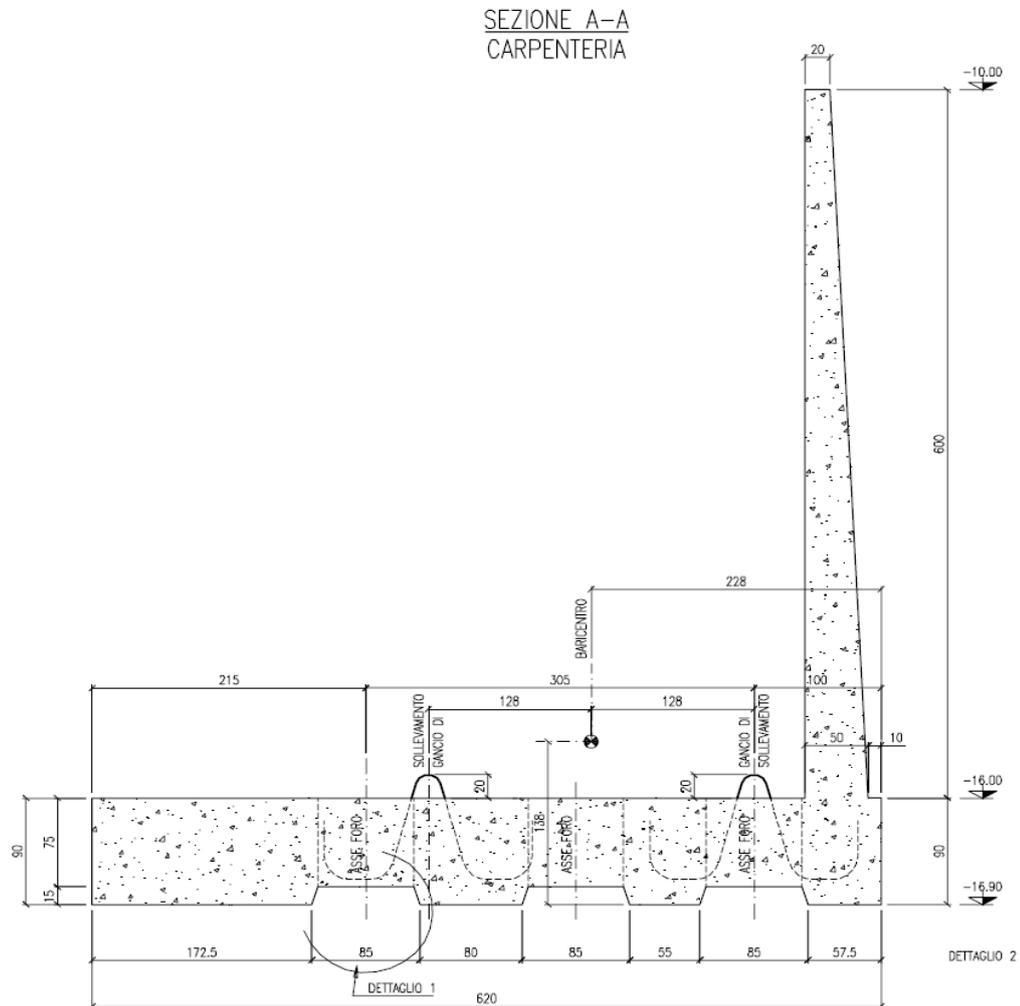


FIG. 7.2 - SEZIONE TRASVERSALE

## 7.2. Analisi dei carichi

Si riportano di seguito le indicazioni relative ai carichi elementari considerati per il dimensionamento statico.

### 7.2.1. Peso proprio

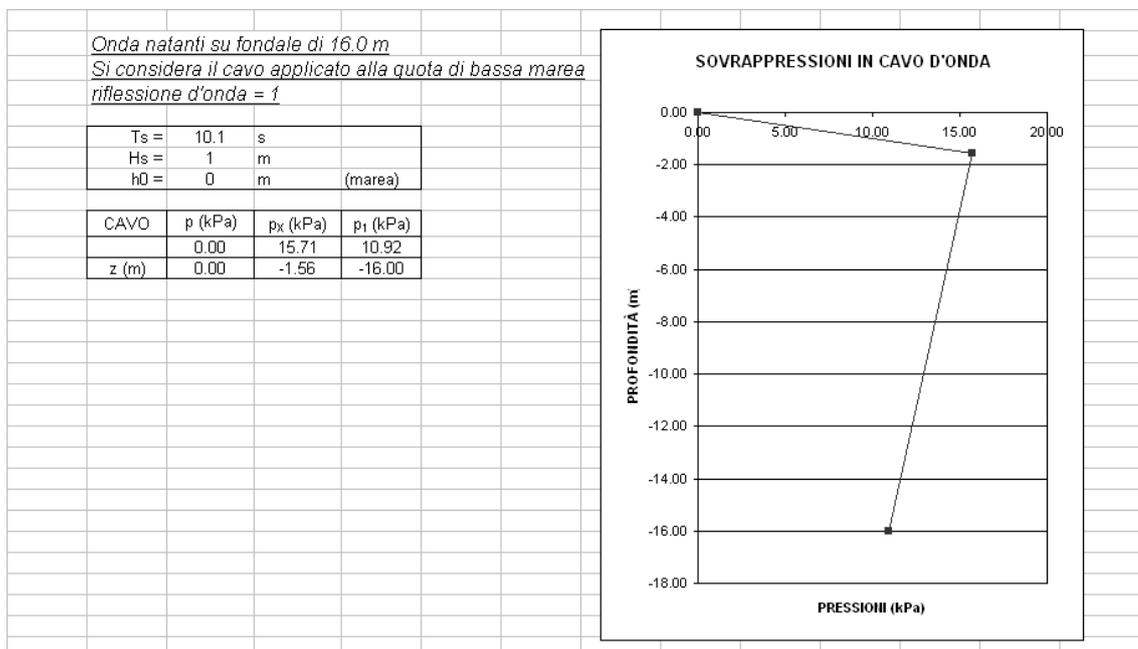
I pesi propri strutturali delle opere in cemento armato vengono valutati in ragione di un peso specifico  $\gamma_{CL,S} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### 7.2.2. Sovraccarico accidentale orizzontale

L'elemento viene progettato per un sovraccarico accidentale  $Q = 20 \text{ kN/m}^2$  dovuto al cavo d'onda corrispondente ad un 1m e all'azione di propulsione delle eliche delle navi generate in fase di disormeggio.

Nello specifico si ha:

- per il cavo d'onda di 1 m un azione di



- per le azioni indotte dalle eliche

la velocità massima dei bow thruster che potrebbe agire sull'elemento è pari a quella stimata sul fondale e quindi pari circa 2.4 m/s. La depressione relativa a questa velocità viene ricavata dalla relazione  $v^2/2g \times \gamma_w = 2.4^2 / 2 \times 9.81 \times 10.1 = 2.96 \text{ kPa}$ .

Sommando le pressioni massime e considerano cautelativamente una distribuzione costante su tutta l'altezza dell'elemento, si ottiene il valore di pressione di calcolo pari a 20 kPa.

### 7.2.3. Azioni sismiche

L'accelerazione di riferimento per le analisi strutturali risulta essere pari a 0.274 g.

Le verifiche in fase sismica della struttura vengono condotte in maniera semplificata mediante una analisi pseudostatica.

	Rev.		El.	Pag. n. 26
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

In condizione sismica si considera pertanto agente sull' elemento un'azione inerziale orizzontale di intensità pari a  $P'_h = k_h \times P$ , ove con P si indica il peso proprio dello stesso.

All'azione inerziale dell'elemento si aggiunge anche la spinta idrodinamica generata dall'acqua (Westergaard).

#### 7.2.4. Sovraccarico in condizioni sismiche

L'elemento viene progettato per un sovraccarico accidentale in fase sismica di  $Q = 5 \text{ kN/m}^2$ .

### 7.3. **Combinazioni dei carichi elementari**

Le condizioni elementari di carico adottate nelle analisi sono le seguenti:

- LOAD 1 – Peso proprio e carico idrostatico;
- LOAD 2 – Carichi accidentali orizzontali;
- LOAD 3 – Azione sismica;

Le combinazioni di carico sono state calcolate combinando fra loro le condizioni di carico elementari con dei coefficienti parziali  $\gamma_i$ .

Sono state esaminate 3 combinazioni di carico:

- comb. C1 relative alle verifiche allo S.L.U. in condizioni di normale esercizio;
- comb. C2 relative alle verifiche allo S.L.U. in condizioni sismiche;
- comb. C3 relative alle verifiche allo S.L.E. (combinazione rara).

	Rev.		El.	Pag. n. 27
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

#### 7.4. Modello di calcolo analizzato

Si riporta la mesh di calcolo con la rappresentazione solida degli elementi shell..

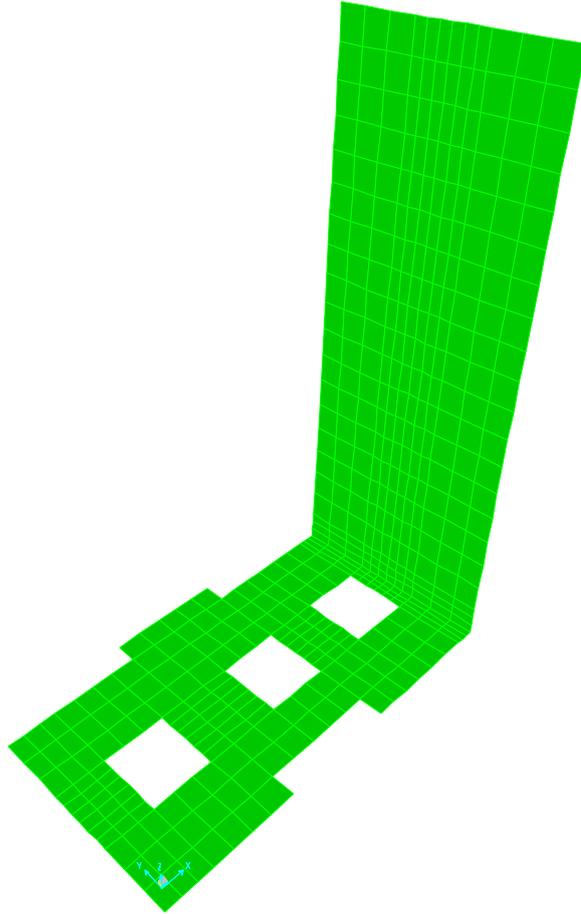


FIG. 7.3 - VISUALIZZAZIONE SOLIDA DEL MODELLO DI CALCOLO

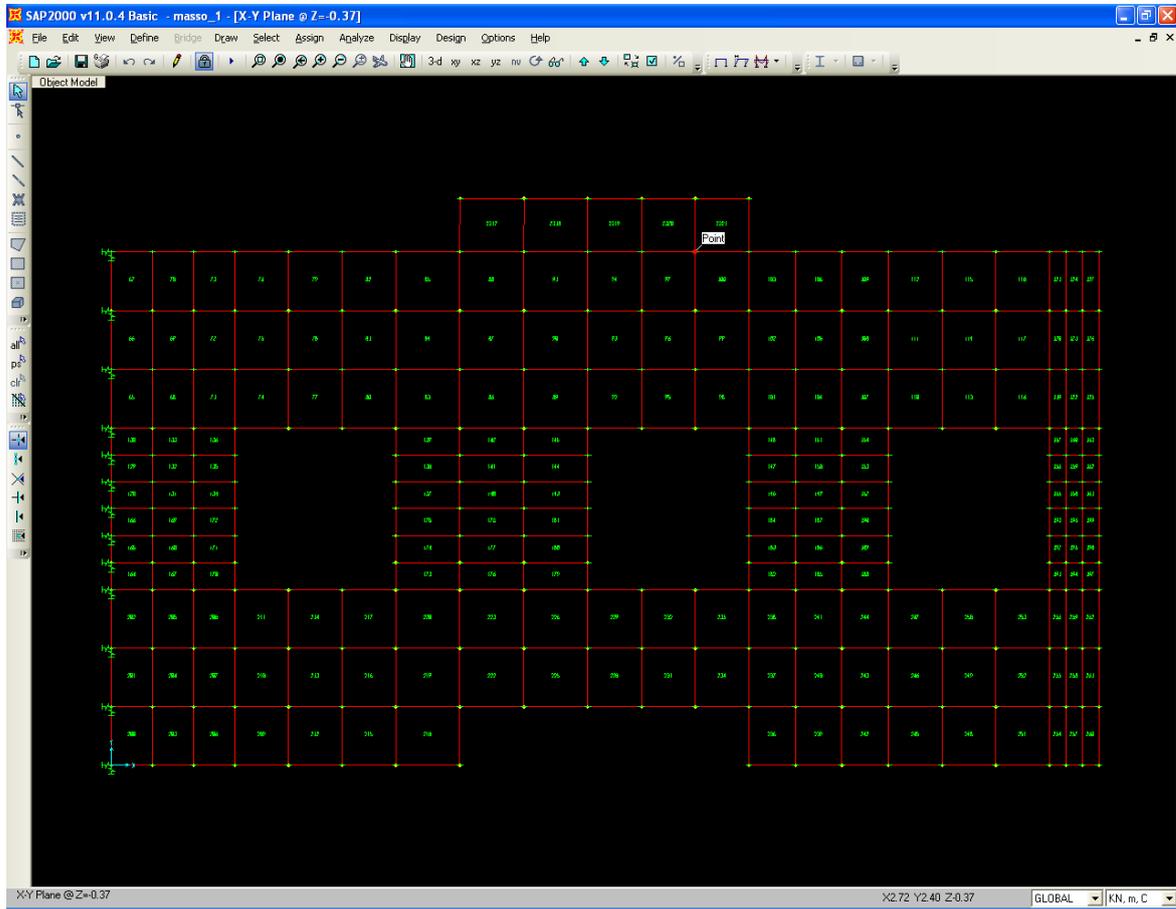


FIG. 7.4 - NUMERAZIONE ELEMENTI- SOLETTA DI BASE

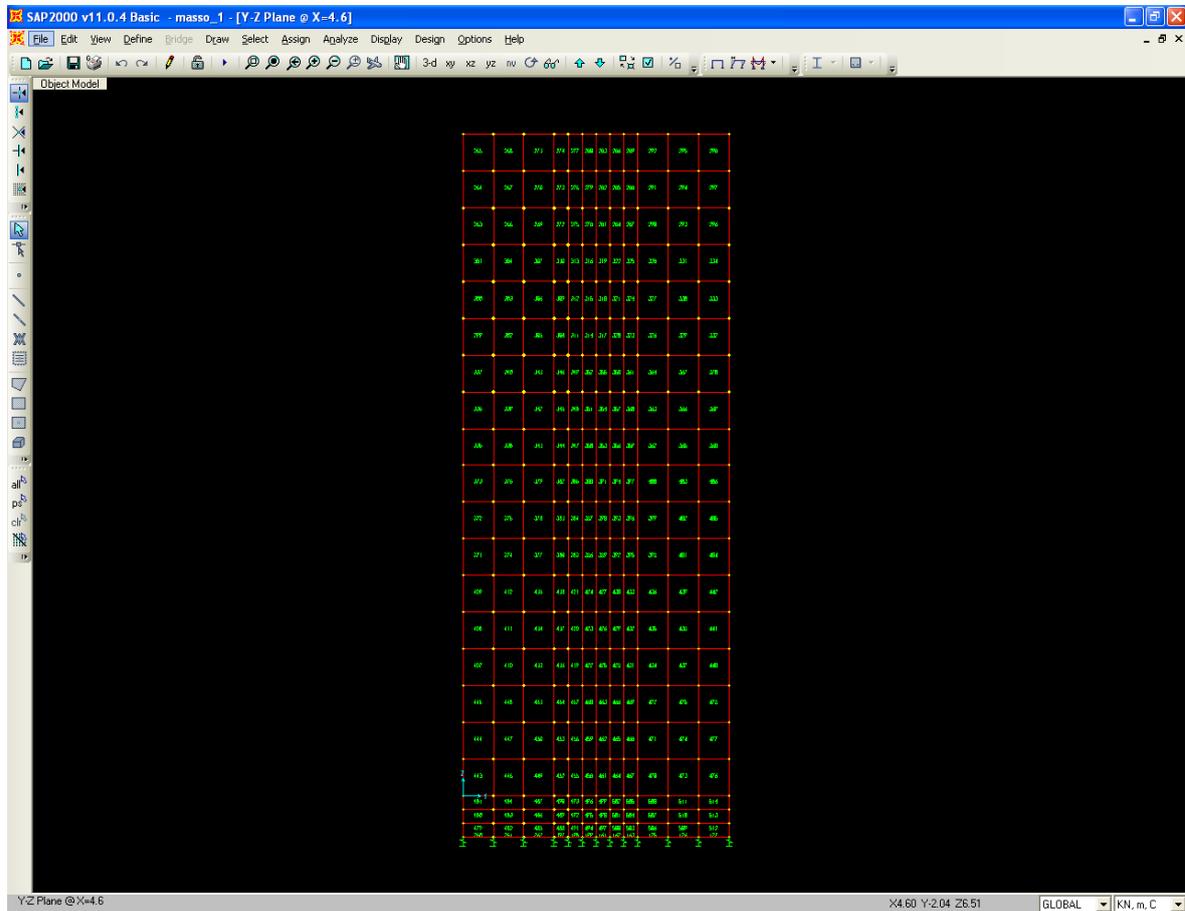


FIG. 7.5 - NUMERAZIONE ELEMENTI – PARETE VERTICALE

### Condizioni di carico elementari applicate

Nel modello di calcolo sono state considerate le seguenti condizioni di carico elementari:

- Peso proprio ( $P_p = 15 \text{ kN/m}^3 \times 0.9 \text{ m} = 13.5 \text{ kN/m}^2$  su elementi di base e  $P_p = 15 \text{ kN/m}^3 \times 0.35 \text{ m} = 5.25 \text{ kN/m}^2$  su elemento verticale);
- Carico permanente verticale ( $Q = 10.1 \text{ kN/m}^3 \times 0.9 = 9.09 \text{ kN/m}^2$ ) su soletta di base;
- Sovraccarico accidentale orizzontale ( $Q = 20 \text{ kN/m}^2$  su elemento verticale);
- Inerzia in condizioni sismiche ( $P_I = 0.274 \times P_p = 3.7 \text{ kN/m}^2$  su elemento di base,  $P_I = 0.274 \times P_p = 8.63 \text{ kN/m}^2$  sull'elemento verticale);
- Sovraccarico accidentale in cond. sismica ( $Q = 5 \text{ kN/m}^2$  su elemento verticale);

Le sollecitazioni indotte dalle condizioni di carico elementari sopra riportate sono state combinate secondo quanto riportato in precedenza.

### Risultati del calcolo –stati limite Ultimi

Nel seguito si mostra l'andamento delle sollecitazioni in soletta e nella parete verticale.

COMB: 1.4Peso proprio + 1.5 sovraccarico

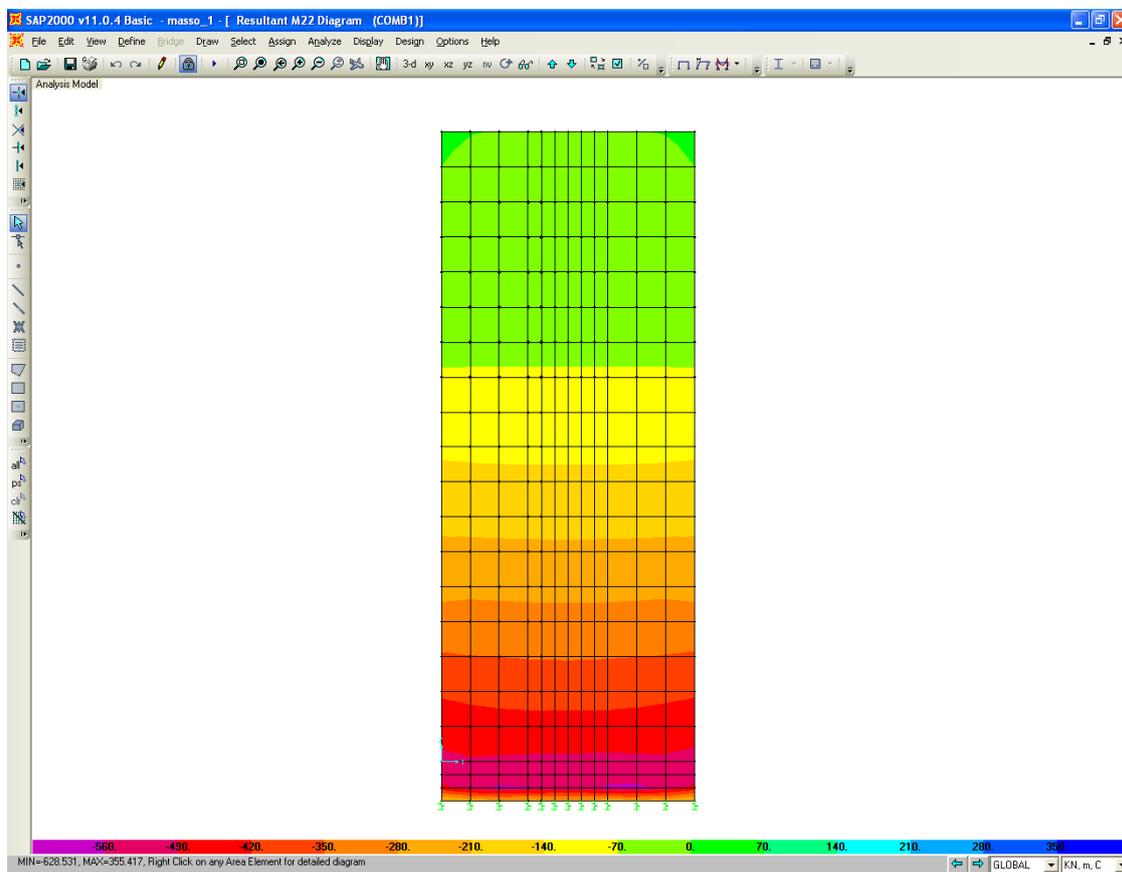


FIG. 7.6 - MOMENTO FLETTENTE - PARETE VERTICALE (M22)

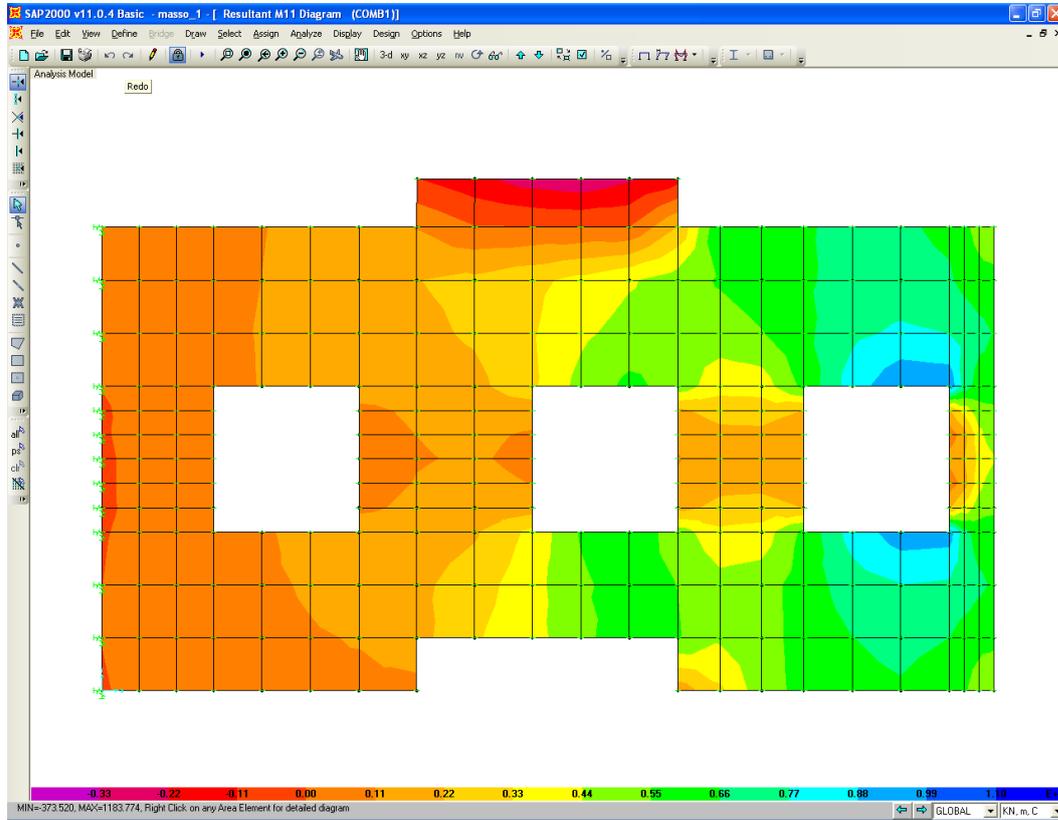


FIG. 7.7 - MOMENTO FLETTENTE - SOLETTA DI BASE (M22)

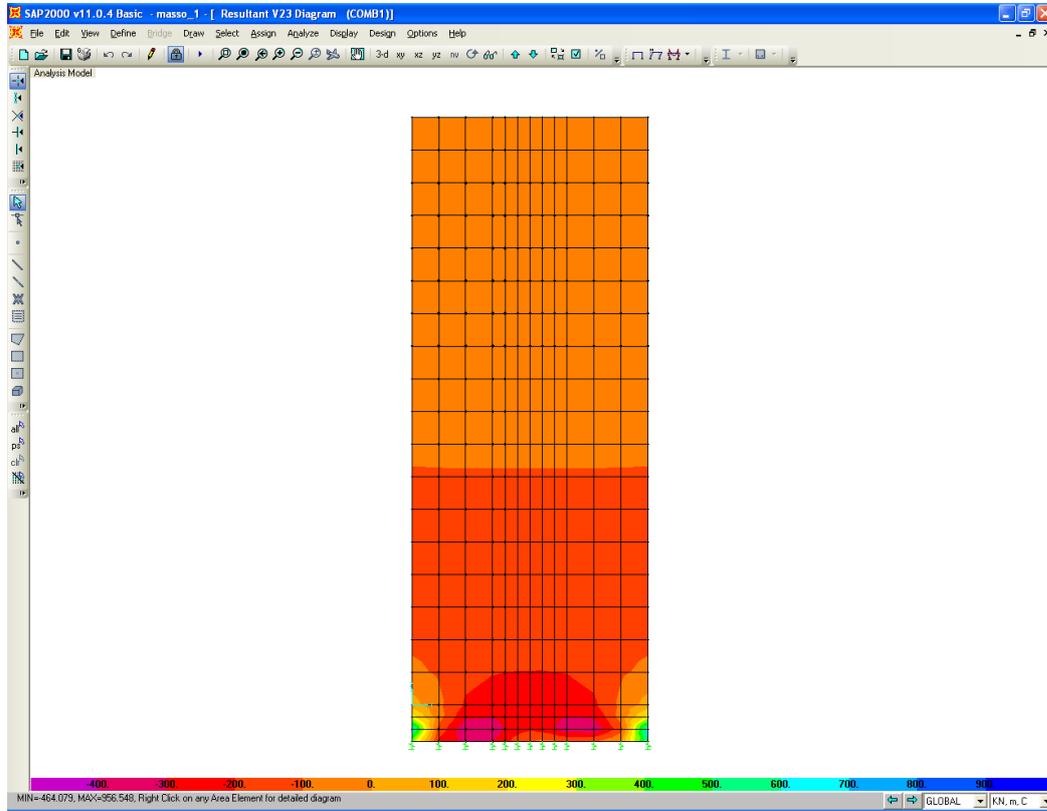


FIG. 7.8 - TAGLIO - PARETE VERTICALE (V22)

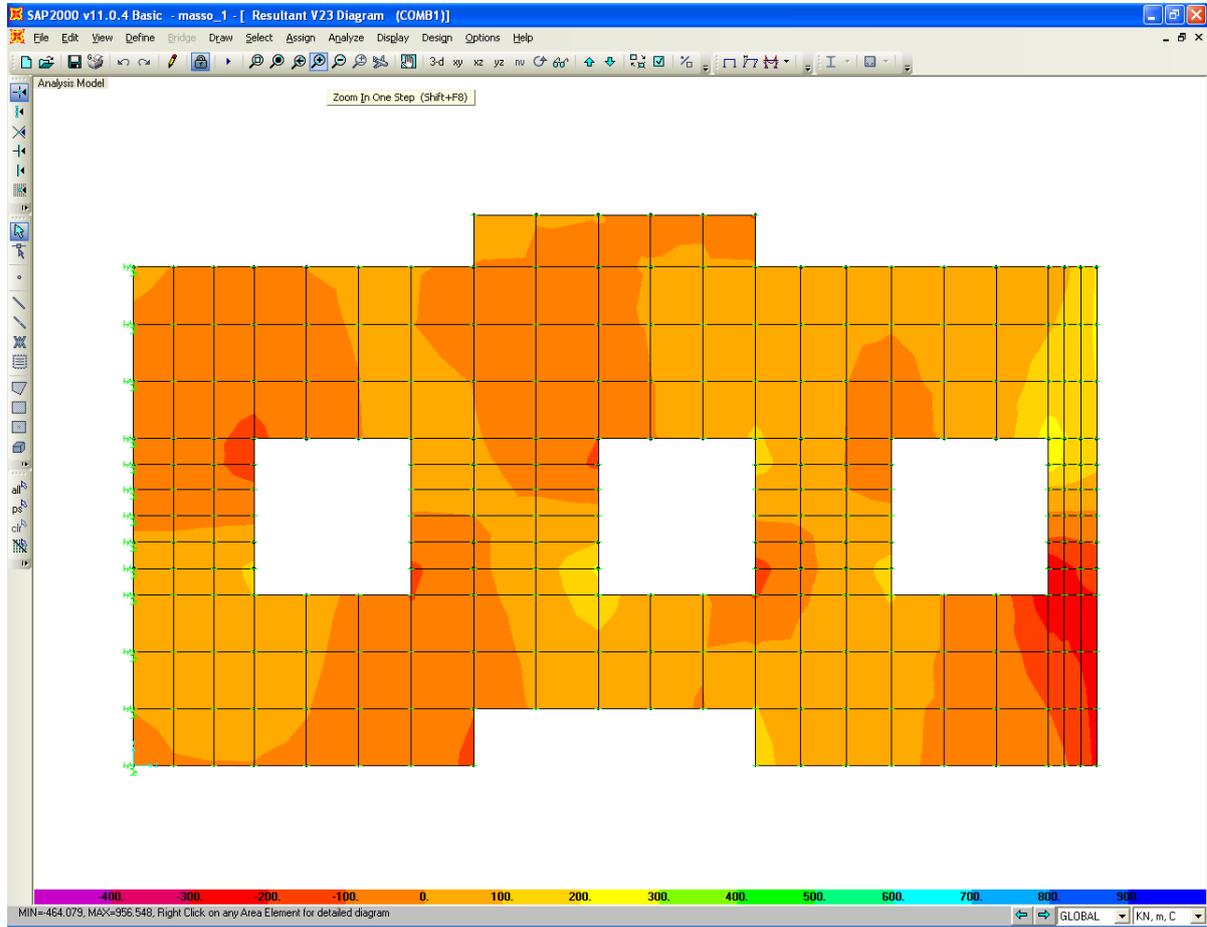


FIG. 7.9 - TAGLIO - SOLETTA DI BASE (V33)

### Risultati del calcolo - Stati Limite di Esercizio

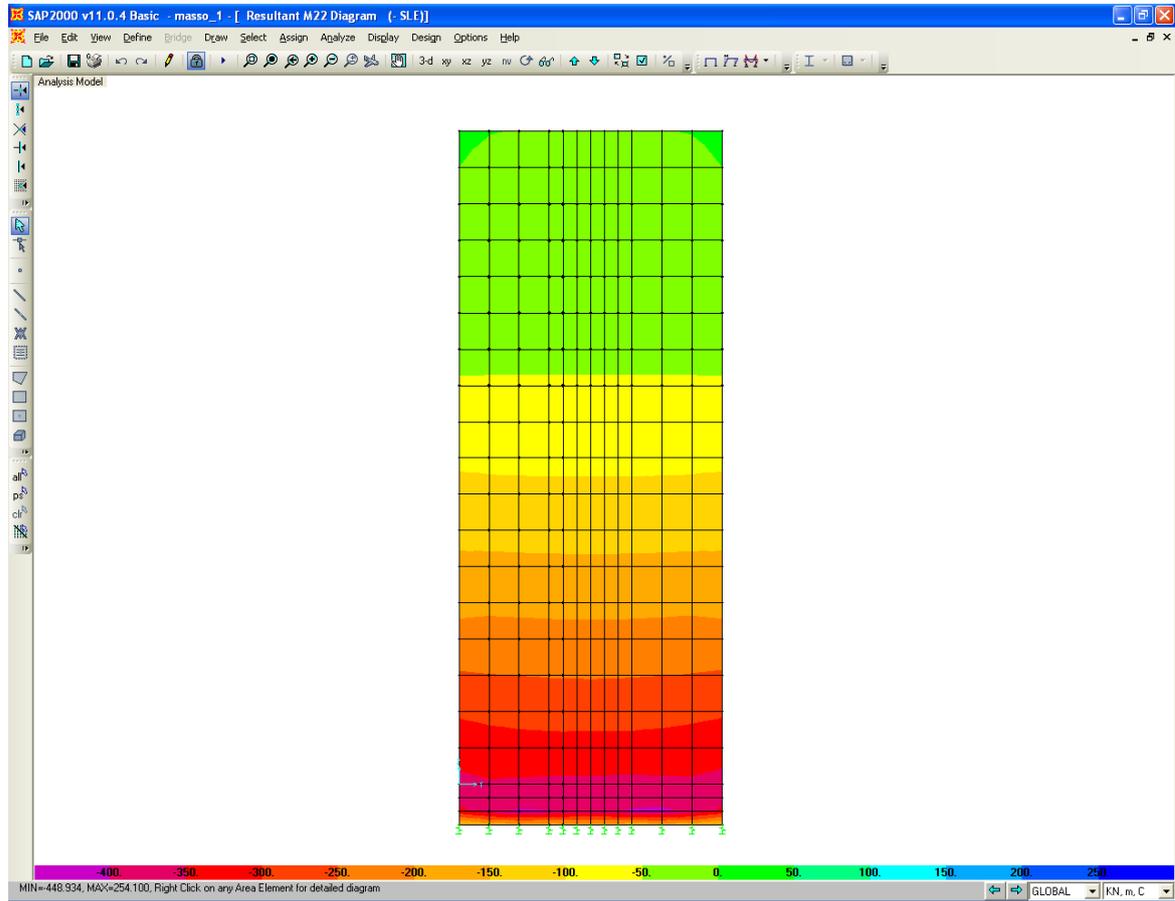


FIG. 7.10 - -MOMENTO FLETTENTE - PARETE VERTICALE (M22)

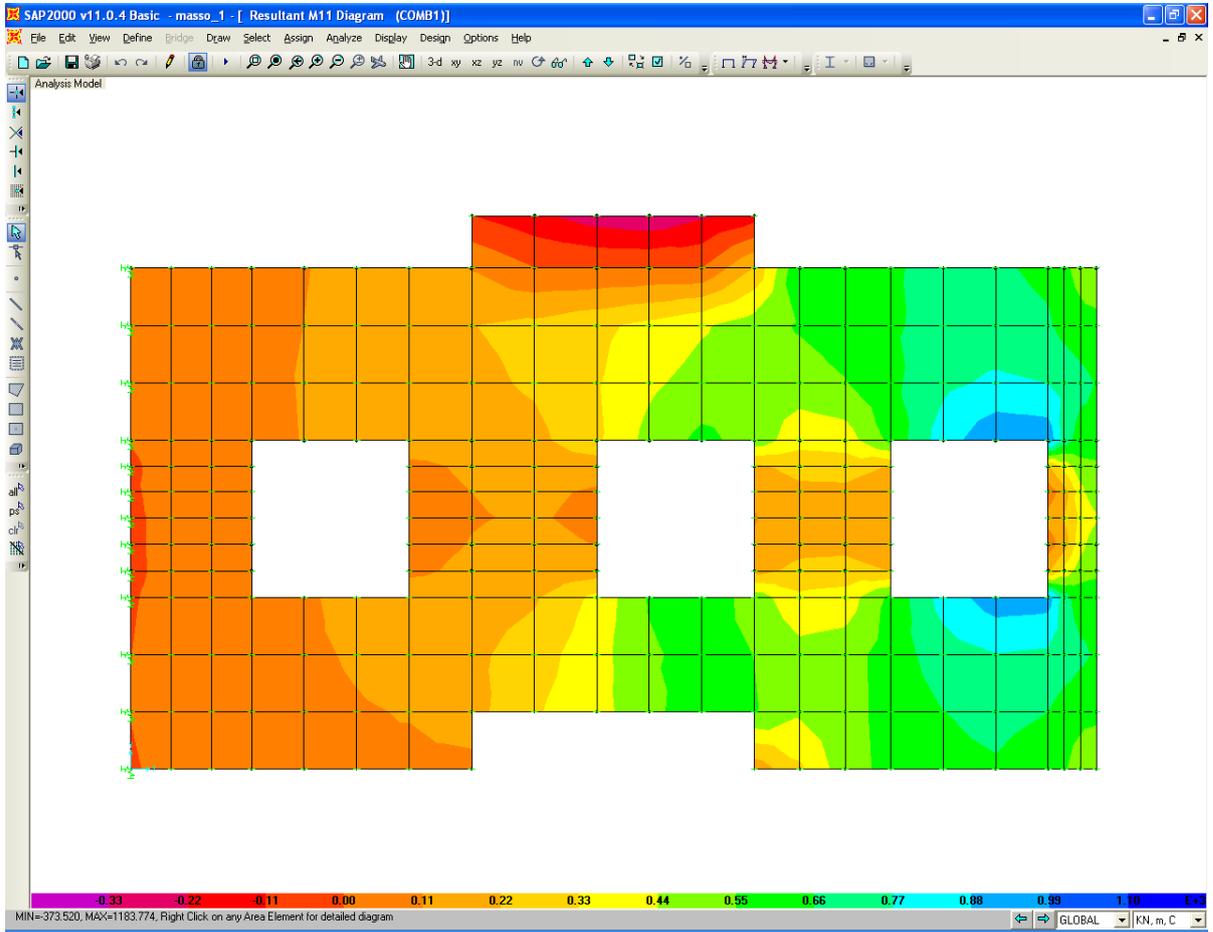


FIG. 7.11 - MOMENTO FLETTENTE - SOLETTA DI BASE (M22)

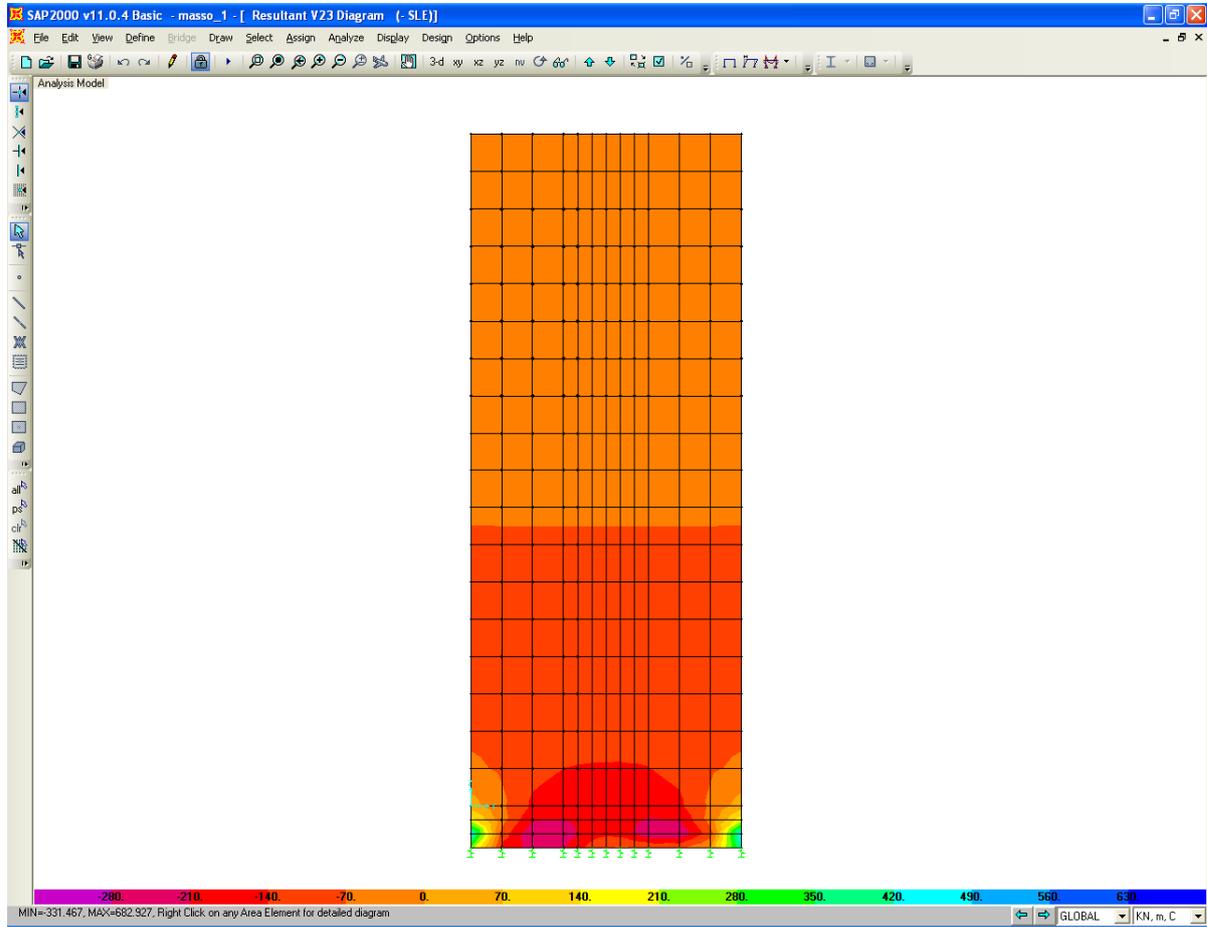


FIG. 7.12 - TAGLIO - PARETE VERTICALE (V22)

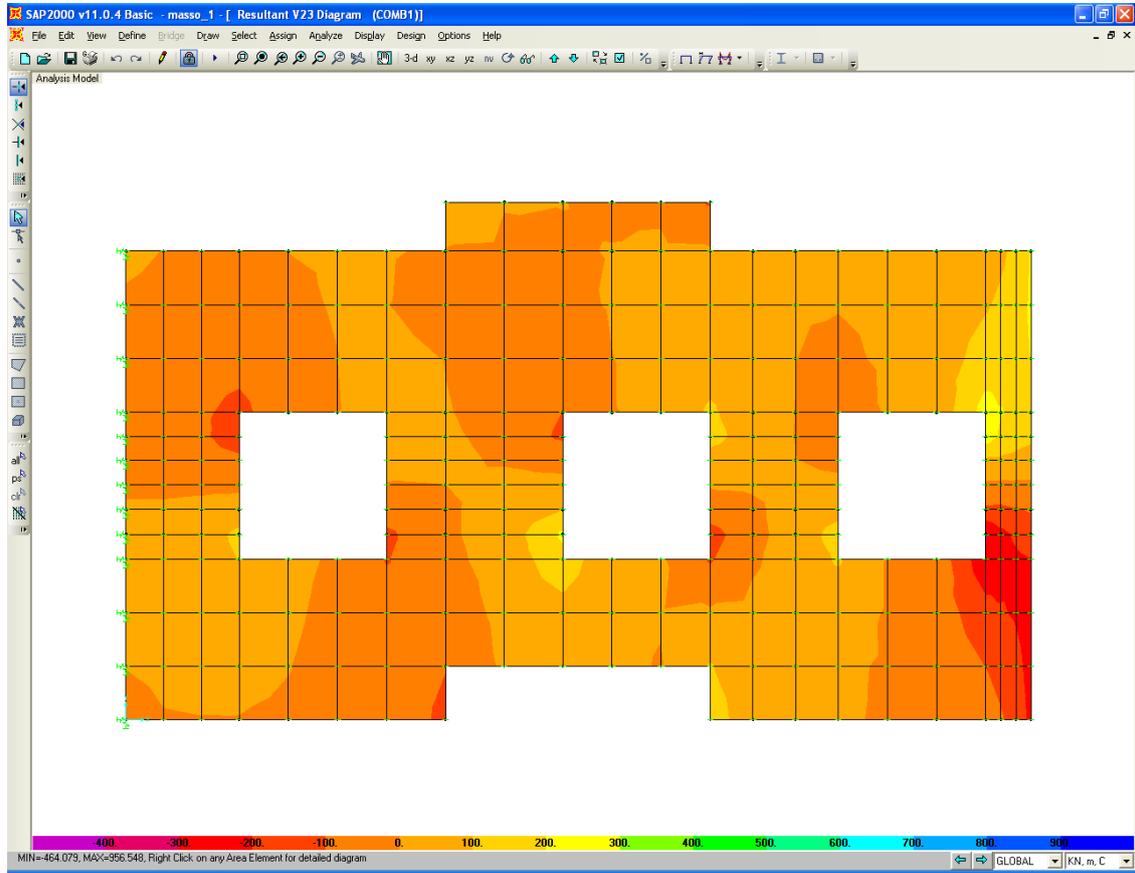


FIG. 7.13 - TAGLIO - SOLETTA DI BASE (V33)

## 7.5. Verifica della struttura

Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni massime ottenute dal modello di calcolo analizzato e le relative verifiche strutturali agli Stati Limite ultimi e di Servizio.

Nella tabella seguente si riportano le geometrie utilizzate per condurre le verifiche strutturali.

TAB. 7.1 - DIMENSIONI SEZIONI DI VERIFICA

Elemento	Quota di verifica (m s.l.m.)	Base (m)	Altezza (m)
Elemento verticale	-10.0	1.0	0.20
	-11.0	1.0	0.25
	-12.0	1.0	0.30
	-13.0	1.0	0.35
	-14.0	1.0	0.40
	-15.0	1.0	0.45
	-16.0	1.0	0.50
Elemento di base	Elemento di base	1.0	0.75

### Verifiche flessionali allo Stato Limite Ultimo

Per quanto riguarda le verifiche flessionali agli stati limite ultimi, nelle tabelle si riportano:

- la sezione di verifica con dimensioni geometriche e tipologia di armatura differenziata tra lato mare (superiore) e lato terra (inferiore) della trave;
- il momento resistente della sezione e il suo fattore di sicurezza valutato come rapporto fra il momento resistente e quello sollecitante.

### Verifiche flessionali allo Stato Limite di Servizio

Per quanto riguarda le verifiche flessionali agli stati limite di servizio, nelle tabelle si riportano:

- la sezione di verifica con dimensioni geometriche e tipologia di armatura differenziata tra lato mare (superiore) e lato terra (inferiore) della trave;
- la massima sollecitazione flessionale con la concomitante azione assiale;

- i tassi di lavoro di armatura a calcestruzzo;
- il momento di prima fessurazione e l'ampiezza di apertura della fessura qualora il momento sollecitante sia superiore a quello di prima fessurazione.

Nei casi in cui il momento flettente di progetto risulta superiore al momento di prima fessurazione l'ampiezza della fessura si mantiene comunque inferiore al valore di  $w_{lim} = 0.3$  mm (valore limite per la combinazione frequente).

### Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo

Nelle tabelle si riportano:

- la sezione di verifica con dimensioni geometriche e tipologia di armatura differenziata tra lato mare (superiore) e lato terra (inferiore) della trave;
- la resistenza a taglio del solo calcestruzzo  $V_{Rd1}$ , la massima resistenza delle bielle di calcestruzzo compresse  $V_{Rd2}$

#### 7.5.1. Parete verticale

Nel seguito si riportano le sollecitazioni sulla parete verticale ed il relativo dimensionamento.

### Sollecitazioni massime

TAB. 7.2 - SOLLECITAZIONI PARETE VERTICALE

Geometria		Sollecitazioni parete verticale SLE			Sollecitazioni parete verticale SLU		
H (m s.l.m.m.)	Base (m)	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
-10	0.2	0	0	0	0	0	0
-11	0.25	10	5.62	20	14	7.868	28
-12	0.3	40	12.5	40	56	17.5	56
-13	0.35	90	20.6	60	126	28.84	84
-14	0.4	160	30	80	224	42	112
-15	0.4	250	40	100	350	56	140
-16	0.4	360	50	120	540	70	168

Le sollecitazioni riportate in tabella si riferiscono a tutta l'altezza dell'elemento verticale.

### Verifiche a flessione

Nel seguito si riportano le verifiche sia nel tratto in cui gli sforzi vengono assorbiti

Le verifiche delle sezioni in c.a. sono riportate nelle Tab. 7.3 e Tab. 7.4

TAB. 7.3 - VERIFICHE S.L.U. PARETE VERTICALE CON SEZIONE IN C.A.

Parete verticale										
quota azione	Sollecitazioni		Sezione		Armatura		Copriferro		Momento resistente MRd	Fattore sicurezza MRd/Msd
	Msd	Nsd	b	h	Esterno	Interno	Esterno	Interno		
	[kNm]	[kN]	[m]	[m]			[cm]	[cm]		
-16	540	45	1.0	0.50	5+5φ25	5φ16	7.2	7	710.1	1.32
-15	375	36	1.0	0.45	5+5φ25	5φ16	7.2	7	615.9	1.64
-14	240	27	1.0	0.40	5+5φ20	5φ16	7.2	7	349.9	1.46
-13	135	18.56	1.0	0.35	5+5φ20	5φ16	7.2	7	290	2.15
-12	60	11.25	1.0	0.30	5φ20	5φ16	7.2	7	131.4	2.19
-11	15	5.06	1.0	0.25	5φ20	5φ16	7.2	7	102.2	6.81

N.B: Per lato esterno si intende il lato a contatto con la parete, mentre per lato interno si intende il lato mare. Per momenti positivi l'armatura tesa è l'armatura lato parete, per momenti negativi è quella lato mare.

TAB. 7.4 - VERIFICHE S.L.E. PARETE VERTICALE CON SEZIONE IN C.A.

Parete verticale												
quota azione	Sollecitazioni		Sezione		Armatura		Copriferro		Tassi di lavoro		Momento prima fess. [kNm]	Apertura fess. [mm]
	Msd	Nsd	b	h	Esterno	Interno	Esterno	Interno	σ <sub>s</sub>	σ <sub>c</sub>		
	[kNm]	[kN]	[m]	[m]			[cm]	[cm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
-16	360	30	1.0	0.50	5+5φ25	5φ16	7.2	7	198.7	9.75	139.77	0.14
-15	250	24	1.0	0.45	5+5φ25	5φ16	7.2	7	157.6	8.35	113.09	0.11
-14	160	18	1.0	0.40	5+5φ20	5φ16	7.2	7	177.9	7.9	94.64	0.15
-13	90	12.375	1.0	0.35	5+5φ20	5φ16	7.2	7	119	5.9	72.15	0.07
-12	40	7.5	1.0	0.30	5φ20	5φ16	7.2	7	125.4	4.7	48.06	
-11	10	3.375	1.0	0.25	5φ20	5φ16	7.2	7	40.1	1.8	32.73	

N.B: Per lato esterno si intende il lato a contatto con la parete, mentre per lato interno si intende il lato mare. Per momenti positivi l'armatura tesa è l'armatura lato parete, per momenti negativi è quella lato mare.

### Verifiche a taglio

Per quanto riguarda il taglio nella sezione in c.a. si riporta nella Tab. 7.5 le verifiche condotte.

Anche in questo caso il valori di taglio resistente sono superiori a quelli del taglio sollecitante.

TAB. 7.5 - VERIFICHE A TAGLIO

quota azione	Sollecitazioni		Sezione		Armatura		Copriferro		Resistenza	
	Vsd	Nsd	b	h	Esterno	Interno	Esterno	Interno	V <sub>Rd1</sub>	V <sub>Rd2</sub>
	[kN]	[kN]	[m]	[m]			[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
-16	180	0	1.0	0.50	5+5φ25	5φ16	7.2	7	273.445	258398
-15	150	0	1.0	0.45	5+5φ25	5φ16	7.2	7	248.691	232559
-14	120	0	1.0	0.40	5+5φ20	5φ16	7.2	7	223.938	206719
-13	90	0	1.0	0.35	5+5φ20	5φ16	7.2	7	199.184	180879
-12	60	0	1.0	0.30	5φ20	5φ16	7.2	7	174.43	155039
-11	30	0	1.0	0.25	5φ20	5φ16	7.2	7	149.677	129199

### 7.5.2. Soletta di base

Nel seguito si riporta il dimensionamento della soletta di base.

TAB. 7.6 - SOLLECITAZIONI SOLETTA

Geometria	Sollecitazioni base			Sollecitazioni fattorizzate base			
	Altezza (m)	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
	0.75	360	0	-52.5	540	0	-78.75

### Verifiche a flessione

La verifica a flessione è riportata nella tabella Tab. 7.7.

Il momento sollecitante è minore del momento resistente e l'ampiezza delle fessure è contenuta nei limiti di normativa.

TAB. 7.7 - VERIFICHE S.L.U. SOLETTA DI BASE.

Soletta di base										
quota azione	Sollecitazioni		Sezione		Armatura		Copriferro		Momento resistente MRd	Fattore sicurezza MRd/Msd
	Msd	Nsd	b	h	Esterno	Interno	Esterno	Interno		
	[kNm]	[kN]	[m]	[m]			[cm]	[cm]		
	540	45	1.0	0.75	5φ25	5φ16	7.65	7.2	818.9	1.52

N.B: Per lato esterno si intende il lato a contatto con il terreno, mentre per lato interno si intende il lato mare. Per momenti positivi l'armatura tesa è l'armatura lato terreno, per momenti negativi è quella lato mare.

TAB. 7.8 - VERIFICHE S.L.E. SOLETTA DI BASE

Soletta di base												
quota azione	Sollecitazioni		Sezione		Armatura		Copriferro		Tassi di lavoro		Momento prima fess.	Apertura fess.
	Msd [kNm]	Nsd [kN]	b [m]	h [m]	Esterno	Interno	Esterno	Interno	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
	360	30	1.0	0.75	5f25	5φ16	7.65	7.2	240	-5.89	309.58	0.207

N.B: Per lato esterno si intende il lato a contatto con il terreno, mentre per lato interno si intende il lato mare. Per momenti positivi l'armatura tesa è l'armatura lato terreno, per momenti negativi è quella lato mare.

### Verifiche a taglio

La verifica a taglio è riportata in Tab. 7.8 e risulta verificata.

quota azione	Sollecitazioni		Sezione		Armatura		Copriferro		Resistenza	
	Vsd [kN]	Nsd [kN]	b [m]	h [m]	Esterno	Interno	Esterno	Interno	V <sub>Rd1</sub> [kN]	V <sub>Rd2</sub> [kN]
	45	0	1.0	0.75	5+5φ20	5φ16	7.2	7	397.213	387.598

	Rev.		El.	Pag. n. 43
			RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	

## 8. CONCLUSIONI

Le analisi consentono di concludere che la realizzazione dell'intervento rende sicura la banchina portuale di Gioia Tauro nei confronti delle azioni permanenti ed accidentali sollecitanti.

Le strutture progettate rispondono ai requisiti di sicurezza imposti dalle norme vigenti ed assolvono con funzionalità i compiti loro richiesti.

---