

Regione Sicilia
Assessorato Turismo Trasporti e Comunicazioni
Autorità Portuale di Palermo

P.O.R. Sicilia 2000 - 2006 mis. 4.20
Convenzione del 12 dicembre 2002 per la realizzazione
del Porto Turistico di S. ERASMO

PORTO DI PALERMO
COMPLETAMENTO DELLE OPERE DI DIFESA
DELLA DARSENA TURISTICA DI S. ERASMO

Contratto di concessione per la progettazione definitiva ed esecutiva -
costruzione - infrastrutturazione - arredo e gestione della darsena turistica

PROGETTO DEFINITIVO
All. b.2 - Relazione geotecnica

Palermo: 27 - 02 - 2007

L'impresa:



RESEARCH S.p.A. ENGINEERING

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
IL DIRIGENTE DELL' AREA TECNICA
(Ing. Bartolomeo Salvo)

L'AUTORITA' PORTUALE:

Redatto da:



RESEARCH S.p.A. ENGINEERING



SIGMA S.r.l. INGEGNERIA

Con la collaborazione:

consulenza strutturale
consulenza bati-stratigrafia
consulenza geologica
consulenza geotecnica
impianti tecnologici
sicurezza cantiere
ingegneria marittima
studio impatto ambientale
studio incidenza ambientale

Ing. Achille Orlando
Dott. Giuseppe Di Grigoli
Dott. Oreste Adelfio
Prof. Ing. Calogero Valore
Ing. Mario Scaduto
Ing. Giuseppe Marineo
SIGMA s.r.l. INGEGNERIA
SIGMA s.r.l. INGEGNERIA
C.I.S.A.C. Università degli Studi di Palermo



REGIONE SICILIANA
ASSESSORATO TURISMO TRASPORTI E COMUNICAZIONI
AUTORITÀ PORTUALE DI PALERMO

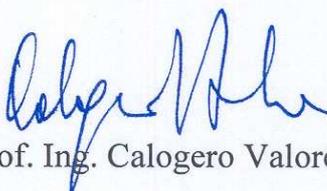
P.O.R. Sicilia 2000- 2006 mis 4.20

PORTO DI PALERMO
PROGETTO DI COMPLETAMENTO DELLE OPERE DI
DIFESA DELLA DARSENA TURISTICA DI S. ERASMO

RELAZIONE GEOTECNICA

Palermo, Febbraio 2007




Prof. Ing. Calogero Valore

INDICE

1	PREMESSE E OGGETTO DELLA RELAZIONE	2
2	UBICAZIONE E PRINCIPALI CARATTERISTICHE DELLE OPERE	2
3	INDAGINI SUI TERRENI	3
4	TERRENI DI FONDAZIONE	4
	4.1 Costituzione del sottosuolo	4
	4.2 Proprietà geotecniche	5
	4.3 Rapporti opere-terreni	8
5	VERIFICHE GEOTECNICHE	8
	5.1 Verifiche di stabilità generale	8
	5.1.1 Molo di sopraflutto	9
	5.1.2 Molo di sottoflutto	10
	5.2 Cedimenti	10
	5.3 Verifiche di stabilità dei cassoni	13
	5.4 Verifiche di stabilità dei pali ϕ 800mm	24
	5.4.1 Carico limite per forze verticali	24
	5.4.2 Carico limite per forze orizzontali	26
6	PIANO DEI RILIEVI E DEI CONTROLLI IN CORSO D'OPERA	27

1 PREMESSE E OGGETTO DELLA RELAZIONE

L'Autorità Portuale di Palermo ha redatto il progetto preliminare per la costruzione della darsena turistica di S.Erasmo. A seguito di gara l'Impresa Research S.p.a. con sede a Bacoli (NA) è affidataria, da parte dell'Autorità Portuale di Palermo, della concessione per la progettazione definitiva, esecutiva, e la successiva costruzione e gestione della darsena in esame.

L'Impresa Research con nota di incarico del 16/11/2006 ha affidato l'incarico per la redazione dello Studio di Impatto Ambientale e del Progetto Definitivo alla Società SIGMA S.r.l., che nella persona dell'Amministratore unico Ing. Francesco Giordano con nota del 10 Gennaio 2007 ha affidato allo scrivente l'incarico della consulenza di Ingegneria Geotecnica.

Nella presente relazione si caratterizzano sotto il profilo geotecnico i terreni di fondazione dei moli, si riportano i risultati dei calcoli geotecnici, si propone il programma di controlli e misure.

Lo studio è stato sviluppato con la collaborazione dell'Ing. A. M. Tedesco.

2 UBICAZIONE E PRINCIPALI CARATTERISTICHE DELLE OPERE

Le opere da realizzare sono tutte ubicate in corrispondenza e a breve distanza dall'attuale porticciolo di S. Erasmo, v. corografia di Fig.1 e planimetria di Fig. 2a e b.

Le principali opere da realizzare sono le seguenti.

Il molo di sopraflutto è lungo m 354.90 (v. Fig. 2). Le sezioni tipo schematiche dell'opera sono riportate sulle figure 3-5. Questo molo interessa fondali che presentano pendenze modeste fino alla batimetrica -3.5 m, più accentuate tra le batimetriche -3.5 e -7 m (dell'ordine del 6,6 %) e blande (dell'ordine del 2 %) dalla batimetrica -7 verso il largo.

Il molo di sottoflutto è lungo 91.60m. In corrispondenza della testata la quota assoluta dei fondali è di circa -3.50 m s.m.. Due sezioni schematiche tipo sono riportate sulle Figg. 6 e 7.

È previsto l'adeguamento dell'attuale molo S. Erasmo, che diventerà un *pennello*

interno dopo la costruzione del nuovo molo di sopraflutto. La sezione tipo schematica del pennello è riportata sulla Fig. 8.

È previsto inoltre l'adeguamento della banchina adiacente all'Istituto Padre Messina (esistente); la nuova banchina sarà fondata su pali, Fig. 9.

Sono inoltre previsti lavori di escavo nell'ambito dello specchio portuale fino alla batimetrica -3.5m, come indicato sulla planimetria di Fig.2.

3 INDAGINI SUI TERRENI

I terreni di fondazione del molo di sopraflutto e dell'area portuale sono stati oggetto di ricognizioni subacquee nel 2003 per conto dell'Autorità Portuale di Palermo, che ha fatto eseguire, altresì, da pontone, due sondaggi meccanici, denominati SM15 e SM16, v. Fig. 2. Entrambi i sondaggi sono ubicati in corrispondenza dell'area d'impronta del molo di sopraflutto. Lungo la verticale del sondaggio SM15 la batimetrica è di -8.20 m circa; per il sondaggio SM16 la batimetrica è di circa -7.70m. Di questi sondaggi è disponibile il profilo stratigrafico schematico.

Nel Novembre 2006 l'Impresa Research S.p.a. ha fatto eseguire 3 sondaggi meccanici con carotaggio continuo "da terra", denominati S1, S2, S3, cfr. Fig. 2. Il sondaggio S1 è stato eseguito dal molo esistente; i sondaggi S2 e S3 dalla banchina di riva. Tutti i sondaggi hanno raggiunto la profondità di 20m dal boccaforo. Lungo le verticali esplorate sono state eseguite alcune prove penetrometriche *SPT*. I profili stratigrafici schematici di questi sondaggi sono riportati nella Fig.10.

I terreni di imposta dei moli sono stati, inoltre, esplorati con prospezioni mediante *sub-bottom profiler* (SBP). I risultati di queste indagini indirette sono riportati, unitamente all'interpretazione, tra gli elaborati di progetto.

4 TERRENI DI FONDAZIONE

4.1 Costituzione del sottosuolo

I caratteri geologici del sottosuolo sono stati studiati dal Dott. Oreste Adelfio, alla cui relazione si rimanda.

Le indagini eseguite consentono di ricostruire la costituzione del sottosuolo nell'ambito del volume di terreno significativo sotto il profilo geotecnico. I terreni e le rocce costituenti il sottosuolo sono indicati nella classificazione geotecnica di Tab.I.

Nell'ambito dell'area di impronta dei costruendi moli è presente una formazione di base costituita dai terreni e dalle rocce del complesso calcarenitico di Palermo del Quaternario sormontata da una coltre di materiali alluvionali di varia granulometria con potenze non superiori generalmente ai 2-3m in corrispondenza dell'area di impronta del molo di sopraflutto.

Lungo le verticali dei sondaggi S1, S2, S3 le rocce calcarenitiche sono state rinvenute a profondità dal boccaforo di 6, 5.5, e 4.5 m rispettivamente. Le rocce calcarenitiche sono sormontate dalle sabbie e ghiaie grigie *SG*, e dai materiali della scogliera nel caso del sondaggio S1 eseguito dal molo esistente, da terreni ricchi di sostanza organica e di materiali di riporto nei sondaggi S2 e S3.

Le calcareniti sono state rinvenute lungo la verticale del sondaggio SM15 fino a profondità di m 7 (misurata a partire dalla superficie del fondale); le sabbie calcarenitiche da 7 a 18m. Lungo la verticale SM16 le sabbie calcarenitiche sono state rinvenute da 2 a 20m; mentre fino a profondità di 2m (a partire dalla superficie del fondale marino) sono stati rinvenuti materiali alluvionali

Le sabbie calcarenitiche sono ben addensate.

Con le ricognizioni subacquee, fatte eseguire dal Progettista, è stata riscontrata la presenza sui fondali di sabbie e limi "residuali di palude", di ghiaia e materiale detritico, "ciottolame", conglomerato di genesi alluvionale, e calcarenite organogena "massiva o a plaghe".

I rilievi mediante SBP confermano la presenza pressoché continua di un substrato fortemente riflettente riconducibile a una formazione “di base” di calcarenite e di sabbie calcarenitiche molto addensate. Il tetto di tale formazione, subpianeggiante con leggera immersione verso il largo, è ubicato approssimativamente a quote assolute comprese tra -7 e -9 m s.m. in corrispondenza della base del previsto molo di sopraflutto.

Si deve aggiungere che i dati disponibili indicano la presenza di rocce calcarenitiche nella fascia tra l’attuale linea di costa e la batimetrica -3 m; tale fascia ricade in parte nell’area del previsto escavo.

Tab. I *Classificazione geotecnica sintetica dei terreni e dei materiali.*

<i>cls</i>	Calcestruzzo del massiccio di sovraccarico del molo esistente.
<i>B</i>	Materiali della scogliera del molo esistente costituiti di blocchi calcarei, ghiaia grossa e sabbia.
<i>TC/TR</i>	Terreni di copertura e di riporto costituiti prevalentemente di sabbie e ghiaie, di materiale organico e di torba.
<i>SG</i>	Sabbie e ghiaie grigie.
<i>CL</i>	Calcarenite giallastra da debolmente a mediamente cementata.
<i>SC</i>	Sabbia calcarenitica giallastra, ben addensata, mista a noduli calcarenitici.

4.2 Proprietà geotecniche

Con le indagini eseguite sono stati prelevati alcuni campioni rappresentativi della composizione granulometrica. Sui campioni di terreno è stata eseguita l’analisi granulometrica e su alcuni la determinazione del peso specifico γ_s . I risultati delle analisi sono raccolti in Tab.II.

I risultati delle prove *SPT* eseguite lungo le verticali di sondaggio S1 e S3 sono riassunti in Tab.III.

Attraverso note correlazioni valide per sabbie uniformi, tenendo conto delle pressioni verticali efficaci, per le sabbie *SC* si ricavano valori dell’angolo di resistenza

a taglio φ' maggiori di 40° , mentre attraverso altre correlazioni si desumono valori della densità relativa compresi tra il 60 e l'80%.

Il peso dell'unità di volume saturo d'acqua γ_{sat} delle rocce calcarenitiche può stimarsi tra 19 e 21 kN/m³.

Per le calcareniti si possono, inoltre, considerare i seguenti valori dei parametri geotecnici:

coesione intercetta $c' = 20$ kPa

angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 35-40^\circ$

modulo di Young dello scheletro solido $E' = 1000-5000$ MPa.

Per le sabbie e ghiaie *SG* il peso dell'unità di volume γ_{sat} può porsi pari a 20 kN/m³; Si ha, inoltre :

$c' = 0$ kPa

$\varphi' = 35^\circ$

Caratteristiche dei materiali da costruzione

I materiali con i quali saranno formati i moli di sopraflutto e di sottoflutto sono scogli naturali di buona qualità. Il materiale di rinfianco dei cassoni e lo scanno d'imbasamento è costituito di pietrame.

La mantellata esterna dei moli foranei sarà formata con scogli di 4^a categoria.

I valori dei parametri geotecnici introdotti nei calcoli sono specificati nel successivo paragrafo 5.

Il coefficiente consolidazione c_v delle sabbie calcarenitiche è sicuramente alto. Il decorso dei cedimenti nel tempo sarà, di conseguenza, piuttosto rapido.

Tab. II *Composizione granulometrica*

Campione	γ_s t/m ³	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %
T1 -2.00		0.35	99.65	-	-
T1 -5.00	2.699	0.27	99.73	-	-
T1 -10.00		4.38	95.62	-	-
T1 -15.00		1.96	98.04	-	-
T2 -2.00		-	100	-	-
T2 -5.00		-	100	-	-
T2 -10.00		-	100	-	-
T2 -15.00	2.711	-	100	-	-
T3 -2.00		0.24	99.76	-	-
T3 -5.00		0.15	99.85	-	-
T3 -10.00	2.625	30.12	69.88	-	-
T3 -15.00		22.85	77.15	-	-
T4 -2.00	2.639	0.53	99.47	-	-
T4 -5.00		1.34	98.66	-	-
T4 -10.00		19.57	80.43	-	-
T4 -15.00		10.61	89.39	-	-
T5 -5.00	2.654	1.37	98.63	-	-
T5 -10.00		0.30	99.70	-	-
T5 -15.00	2.684	1.32	98.68	-	-
T6 -2.00		62.63	37.37	-	-
T6 -5.00	2.655	46.01	53.99	-	-
T6 -10.00		76.29	23.71	-	-
T6 -15.00	2.612	97.77	2.23	-	-
T7 -2.00		83.59	16.41	-	-
T7 -5.00	2.515	40.00	60.00	-	-
T7 -10.00		100	-	-	-
S1 -11.00	2.683	8.43	91.57	-	-
S1 -15.00	2.663	86.28	13.72	-	-
S2 -3.50	2.589	34.87	65.13	-	-
S2 -8.00	2.656	43.94	56.06	-	-
S3 - 5.0	2.709	28.09	46.83	12.5	12.58
S3 -11.00	2.644	40.63	59.38	-	-

Tab.III *Risultati delle prove penetrometriche S.P.T. eseguite lungo le verticali dei sondaggi S1 e S3.*

Sondaggio	Profondità dal p.c. [m]	Terreno	Risultati	N_{30}
S1	7.70	SC	3, 7, Rifiuto	R
	11.60	SC +CL	5, 8, 28	36
S2	6.40	SC	12, 18, 29	47
	13.50	SC +CL	6, 9, 12	21

4.3 Rapporti opere-terreni

I rapporti dei moli con i terreni possono desumersi dalla sezioni schematiche delle figure 11 e 12.

5 VERIFICHE GEOTECNICHE

5.1 Verifiche di stabilità generale

Le verifiche di stabilità generale sono state eseguite con il metodo di Morgenstern & Price, per stato piano di deformazione, col codice di calcolo STAP 7.01 dell'AZTEC Informatica, con riferimento al DM 14 Settembre 2005 "Norme tecniche per le costruzioni".

Le verifiche sono state eseguite in termini di tensioni efficaci e per condizioni drenate. Sono state considerate le condizioni statica e sismica; si è tenuto conto delle azioni sismiche col metodo pseudo-statico, considerando applicate nel baricentro delle "strisce" di terreno forze orizzontali di intensità pari al 25% (coefficiente sismico K pari a 0.25) del loro peso proprio (totale), ricadendo le opere in zona sismica 2 secondo la classificazione sismica vigente. I calcoli sono stati eseguiti anche per un valore del coefficiente sismico K di 0.20 e 0.15.

Le verifiche sono state eseguite con riferimento alla sezione 13 per il molo di sopraflutto e alla sezione di massima altezza per il molo di sottoflutto.

I valori dei parametri geotecnici utilizzati per sviluppare i calcoli sono indicati sulle figure sulle quali è indicata anche la superficie della falda idrica considerata. Le pressioni interstiziali sono state valutate come prodotto del peso specifico dell'acqua per l'affondamento rispetto alla superficie libera.

5.1.1 Molo di sopraflutto

Paramento esterno

I risultati delle verifiche sono riportati sulle figure 13-15.

Per superfici di scivolamento che si sviluppano in parte nei terreni della scogliera e in parte nelle sabbie dei terreni di fondazione, cfr. Fig. 13, il valore minimo del coefficiente di sicurezza in condizioni statiche è pari a 3.23 (superficie S2). In condizioni sismiche i valori minimi (superficie di scivolamento S2) del coefficiente di sicurezza valgono 1.13 per $K=0.25$, 1.32 per $K=0.20$ e 1.57 per $K=0.15$.

Per superfici di scivolamento che si sviluppano interamente nei terreni della scogliera, cfr. Fig. 14, il valore minimo del coefficiente di sicurezza in condizioni statiche è pari a 3.49 e si verifica per la superficie S4. In condizioni sismiche i valori minimi del coefficiente di sicurezza valgono 1.27 per $K=0.25$, 1.47 per $K=0.20$ e 1.73 per $K=0.15$ (superficie di scivolamento S4, cfr. Fig. 14)

Paramento interno

I risultati delle verifiche sono riportati sulla figura 15.

In questo caso poichè le superfici di scivolamento interessano il massiccio in calcestruzzo è stato considerato agente sul massiccio stesso un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito di 20 kPa (cfr. Fig 15).

Per la superficie di scivolamento S5 che si sviluppa in parte nei terreni della scogliera e in parte nelle sabbie dei terreni di fondazione, il valore del coefficiente di sicurezza in condizioni statiche è pari a 2.74; in condizioni sismiche i valori del coefficiente di sicurezza valgono 1.20, 1.37 e 1.58 per $K=0.25$, $K=0.20$ e $K=0.15$ rispettivamente.

Per la superficie di scivolamento S6 (cfr. Fig. 15) che si sviluppa interamente nei terreni della scogliera, il valore del coefficiente di sicurezza in condizioni statiche è pari a 2.92; in condizioni sismiche i valori del coefficiente di sicurezza valgono 1.34, 1.51 e 1.73 per $K=0.25$, $K=0.20$ e $K=0.15$ rispettivamente.

5.1.2 Molo di sottoflutto

I risultati delle verifiche sono riportati sulla Fig 16.

Per superfici di scivolamento che si sviluppano in parte nei terreni della scogliera e in parte nelle sabbie dei terreni di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza in condizioni statiche è pari a 2.44 (superficie S2). In condizioni sismiche il valore minimo del coefficiente di sicurezza è pari a 1.16 (per $K=0.25$) per entrambe le superficie di scivolamento S1 e S2.

Per $K=0.20$ e $K=0.15$ i valori minimi del coefficiente di sicurezza valgono 1.30 e 1.47, rispettivamente, e si verificano per la superficie S2.

Per superfici di scivolamento che si sviluppano interamente nei terreni della scogliera il valore minimo del coefficiente di sicurezza in condizioni statiche è pari a 2.47 (superficie S3). In condizioni sismiche i valori minimi del coefficiente di sicurezza sono pari a 1.26, 1.41 e 1.59 per $K=0.25$, $K=0.20$ e $K=0.15$ rispettivamente.

I valori del coefficiente di sicurezza, considerati gli alti valori del coefficiente sismico introdotti nei calcoli, si possono ritenere adeguati in tutti i casi esaminati.

5.2 Cedimenti

Molo di sopraflutto

I cedimenti della scogliera del molo di sopraflutto, considerato il modestissimo spessore delle sabbie di base, sono dovuti essenzialmente alle deformazioni dei terreni della scogliera per effetto del peso proprio dei terreni della scogliera stessa.

Con riferimento alla sezione 13 la scogliera avrà altezza di 11.7m (da quota +3.7m a quota -8.0m).

Il materiale della scogliera, dopo la posa in opera, avrà deformabilità relativamente bassa e alto coefficiente di consolidazione, e i cedimenti da peso proprio si esauriranno in gran parte durante la costruzione della scogliera stessa.

Considerando in prima approssimazione condizioni edometriche, il cedimento da peso proprio dei punti ubicati a quota +3.7m risulta:

$$\rho = \int_{z=0}^{z=h_2} \frac{\Delta\sigma'}{E_{ed}} dz = \int_{z=0}^{z=h_1} \frac{\gamma_d z}{E_{ed}} dz + \int_{z=h_1}^{z=h_2} \frac{\gamma'(z-h_1) + \gamma_d h_1}{E_{ed}} dz$$

essendo z la profondità misurata a partire dal piano orizzontale ubicato a quota +3.7m, $h_1=3.7$ m lo strato di scogliera ubicato a quote positive e $h_2=11.7$ m l'altezza complessiva della scogliera nella zona di massima altezza, γ' il peso dell'unità di volume immerso in acqua del materiale costituente la scogliera, e γ_d il peso secco dell'unità di volume della parte emersa dei terreni costituenti la scogliera.

Per un valore di $\gamma_d = 18$ kN/m³ e per un valore di $\gamma' = 10$ kN/m³ si ha:

$$\rho = \int_{z=0}^{z=h_2} \frac{\Delta\sigma'}{E_{ed}} dz = \int_{z=0}^{z=h_1} \frac{\gamma_d z}{E_{ed}} dz + \int_{z=h_1}^{z=h_2} \frac{\gamma'(z-h_1) + \gamma_d h_1}{E_{ed}} dz$$

$$\rho = \frac{1}{E_{ed}} \left(\frac{\gamma_d h_1}{2} + \gamma_d h_1 (h_2 - h_1) + \frac{\gamma'_1 (h_2 - h_1)^2}{2} \right)$$

Per $E_{ed}=8000$ kPa si ottiene $\rho \cong 11$ cm.

Questo cedimento si verificherà pressoché interamente in corso di costruzione.

Il cedimento del massiccio di sovraccarico si può considerare, in prima approssimazione, pari al valore del cedimento massimo della scogliera, ossia pari a 11cm.

Molo di sottoflutto

I cedimenti del molo di sottoflutto deriveranno sia dalle deformazioni da peso proprio dei terreni della scogliera, sia da quelle delle sabbie che costituiscono lo strato più superficiale dei terreni di fondazione.

Con riferimento alla sezione utilizzata per le verifiche di stabilità, la scogliera avrà spessore di 4.2m (da quota +2.2m a quota -1.8m).

Il cedimento da peso proprio dei terreni della scogliera, sempre nell'ipotesi di condizioni di deformazioni 1-D, risulta:

$$\rho_1 = \frac{1}{E_{ed}} \left(\frac{\gamma_d h_1}{2} + \gamma_d h_1 (h_2 - h_1) + \frac{\gamma' (h_2 - h_1)^2}{2} \right)$$

essendo, analogamente al caso della scogliera di sopraflutto, z la profondità misurata a partire dal piano orizzontale ubicato a quota +2.2m, $h_1=2.2$ m lo strato di scogliera ubicato a quote positive e $h_2=4.2$ m l'altezza complessiva della scogliera nella zona di massima altezza, γ' il peso dell'unità di volume immerso in acqua del materiale costituente la scogliera, e γ_d il peso secco dell'unità di volume della parte emersa dei terreni costituenti la scogliera.

Per un valore di $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ e per un valore di $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, per $E_{ed}=8000$ kPa si ottiene $\rho_1 \cong 1.34 \text{ cm}$.

Questo cedimento si verificherà pressoché interamente durante la realizzazione della scogliera.

Il cedimento derivante dalle deformazioni delle sabbie di base, a lungo termine (ossia quando le sovrappressioni interstiziali indotte dalla costruzione della scogliera si saranno completamente esaurite), e sempre sotto l'ipotesi semplificativa di condizioni edometriche, è pari a:

$$\rho_2 = \int_{z=0}^{z=H} \frac{\Delta\sigma'_v}{E_{ed}} dz$$

essendo $\Delta\sigma'_v$ l'incremento di tensione verticale efficace indotta dalla scogliera, E_{ed} il modulo edometrico delle sabbie, e H lo spessore dello strato di sabbia.

Risulta $\Delta\sigma'_v = \gamma_d h_1 + \gamma' (h_2 - h_1) = 18 \cdot 2.2 + 10 \cdot 1.8 = 39.6 + 18 = 57.6 \text{ kPa}$.

Per $H=3$ m e $E_{ed}=5000$ kPa risulta

$$\rho_2 = \frac{57.6 \cdot 3}{5000} = 0.035 \text{ m} (\cong 3.5 \text{ cm}).$$

Il cedimento ρ_2 si verificherà gradualmente nel tempo in funzione dell'evoluzione del processo di consolidazione delle sabbie di base.

Il cedimento totale risulta quindi $\rho_{tot} = \rho_1 + \rho_2 = 1.34 + 3.5 = 4.84 \text{ cm}$.

Il cedimento del massiccio di sovraccarico si può considerare, in prima approssimazione, anche in questo caso, pari al valore del cedimento massimo della scogliera (4.84 cm).

5.3 Verifiche di stabilità dei cassoni

Le verifiche di stabilità dei cassoni sono state eseguite con riferimento alle sezioni schematiche riportate sulla Fig. 17 per il molo di sopraflutto, sulla Fig. 18 per il molo di sottoflutto e sulla Fig. 18b per il molo interno.

Calcolo delle spinte

Lo schema di riferimento per il calcolo delle spinte è riportato in Fig. 19, sulla quale sono indicati i parametri geotecnici utilizzati nei calcoli. La spinta sul cassone è stata calcolata con riferimento alla parete verticale *A-B*, nell'ipotesi che nei terreni a tergo del cassone stesso si raggiungano le condizioni di stato limite attivo di Rankine.

Sono state considerate sempre condizioni drenate. Si è fatto riferimento alle sole spinte efficaci essendo il pelo libero dell'acqua a monte e a valle del cassone alla stessa quota.

Sulla banchina è considerato un sovraccarico accidentale q uniformemente distribuito di 20 kPa e un tiro alle bitte T_b pari a 5 kN/m per le situazioni rappresentate sulle sezioni schematiche di Figg. 17a, 17b e 18a, e pari a 2 kN/m per le situazioni rappresentate sulle Figg. 17c e 18b.

La quota Q_1 (cfr. Figg. 19-21) è pari a -5.00m per le situazioni rappresentate sulle sezioni schematiche di Figg. 17a, 17b e 18a, e pari a -3.50m per le situazioni rappresentate sulle Figg. 17c e 18b.

La spinta idrodinamica, per la verifica in esame, è un'azione stabilizzante pertanto non è stata considerata nei calcoli.

I calcoli di stabilità sono stati eseguiti con riferimento al DM 14 Settembre 2005 "Norme tecniche per le costruzioni".

Le verifiche sono state condotte con riferimento alle combinazioni A_1+M_1 e A_2+M_2 (A : azioni; M : resistenze dei terreni).

Combinazione 1 (A_1+M_1)

A_1 (azioni variabili amplificate del coefficiente parziale $\gamma_Q=1.5$);

M_1 (resistenza taglio dei terreni ridotta del coefficiente $\gamma_\phi=1$).

Combinazione 2 (A_2+M_2)

A_2 (azioni variabili amplificate del coefficiente parziale $\gamma_Q=1.3$);

M_2 (resistenza taglio dei terreni ridotta del coefficiente $\gamma_\phi=1.25$).

Combinazione 1

L'angolo di resistenza a taglio di calcolo $\varphi'^* = \arctg [(tg \varphi')/\gamma_\phi] = \varphi' = 45^\circ$.

I coefficienti ψ di combinazione delle azioni sono stati considerati pari a 1 sia per il sovraccarico q sia per il tiro alle bitte T_b .

Con riferimento ai simboli indicati sullo schema di Fig. 19 i valori della spinta attiva risultano:

$$S'_a = \gamma_Q q (h_1+h_2) K_a + 0.5 \gamma h_1^2 K_a + \gamma h_1 h_2 K_a + 0.5 \gamma' h_2^2 K_a$$

essendo

$$K_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi'^*/2) = 0.172 \text{ il coefficiente di pressione attiva secondo Rankine.}$$

Risulta:

Caso 1 – Cassone imbasato a quota -5.00 m s.m. riempito di calcestruzzo ciclopico (cfr. Fig. 17a)

$$h_1 = 1.2 \text{ m;}$$

$$h_2 = 5 \text{ m;}$$

$$S'_a = 74 \text{ kN/m.}$$

Caso 2 Cassone imbasato a quota -5.00 m s.m. riempito di scogli naturali (cfr. Fig. 17b)

$$h_1 = 1.2 \text{ m;}$$

$$h_2 = 5 \text{ m;}$$

$$S'_a = 74 \text{ kN/m.}$$

Caso 3 Cassone imbasato a quota -3.50 m s.m. riempito di scogli naturali (cfr. Fig. 17c)

$$h_1=1.2\text{m};$$

$$h_2=3.5\text{m};$$

$$S'_a = 41.9 \text{ kN/m.}$$

Caso 4 Cassone imbasato a quota -3.50 m s.m. riempito di calcestruzzo ciclopico (cfr. Fig. 18a)

$$h_1=1.2\text{m};$$

$$h_2=3.5\text{m};$$

$$S'_a = 41.9 \text{ kN/m.}$$

Caso 5 Cassone del molo interno imbasato a quota -3.50 m s.m. riempito di scogli naturali (cfr. Fig. 18b)

$$h_1=1.2\text{m};$$

$$h_2=3.5\text{m};$$

$$S'_a = 41.9 \text{ kN/m.}$$

Verifica nei riguardi della traslazione orizzontale

Lo schema di riferimento è riportato sulla Fig. 20. Le forze instabilizzanti, ossia le forze che tendono a far traslare il cassone (blocco *ABDFECA*) lungo il piano *AC* sono:

- la spinta attiva S'_a ;
- il tiro alle bitte T_b .

Risulta quindi l'azione di calcolo $E_d = S'_a + \gamma_Q T_b$.

Le forze che si oppongono alla traslazione – ossia le forze resistenti – sono rappresentate dalla resistenza a taglio all'interfaccia terreno di fondazione – base del cassone lungo *AC* e sono pari a

$$F_{res} = T' = N' \text{tg} \delta' = (W_m - S_{wb}) \text{tg} \delta'$$

nella quale

- W_m è il peso totale del cassone, calcolato considerando per la parte in cemento armato un peso dell'unità di volume di 25 kN/m^3 , per il riempimento costituito

di calcestruzzo ciclopico un peso dell'unità di volume di 23 kN/m^3 e per il riempimento costituito di scogli naturali da 500 a 1000 kg un peso dell'unità di volume saturo d'acqua di 20 kN/m^3 . Il peso del terreno ubicato sopra la suola di monte è stato calcolato considerando un valore del peso dell'unità di volume γ di 18 kN/m^3 per la parte di terreno ubicato a quote positive e un peso dell'unità di volume saturo d'acqua γ_{sat} di 20 kN/m^3 per la parte ubicata a quote minori di zero.

- S_{wb} è la risultante delle pressioni dell'acqua alla base del cassone (sottospinta) pari a $S_{wb} = L_{A-C} h_w \gamma_w$;
- $\delta' = \varphi^* = 45^\circ$ l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia base del cassone – terreni di fondazione.

La resistenza di calcolo R_d è pari quindi a:

$$R_d = F_{\text{res}} = (W_m - S_{wb}) \text{tg} \delta' = (W_m - S_w) \text{tg} \varphi^*$$

Molo di sopraflutto

Caso 1

$$T_b = 5 \text{ kN/m}$$

$$E_d = S'_a + \gamma_Q T_b = 74 + 1.5 * 5 = 81.5 \text{ kN/m.}$$

$$W_m = 750 \text{ kN/m.}$$

$$S_{wb} = L_{A-C} h_w \gamma_w = 5.5 * 5 * 10 = 275 \text{ kN/m.}$$

$$R_d = F_{\text{res}} = (W_m - S_{wb}) \text{tg} \delta' = (W_m - S_{wb}) \text{tg} \varphi^* = (750 - 275) \text{tg} 45^\circ = 475 \text{tg} 45^\circ = 475 \text{ kN/m.}$$

Risultando $E_d < R_d$ la verifica è soddisfatta.

Caso 2

$$T_b = 5 \text{ kN/m}$$

$$E_d = S'_a + \gamma_Q T_b = 74 + 1.5 * 5 = 81.5 \text{ kN/m.}$$

$$W_m = 628.6 \text{ kN/m.}$$

$$S_{wb} = L_{A-C} h_w \gamma_w = 5.5 * 5 * 10 = 275 \text{ kN/m.}$$

$$R_d = F_{\text{res}} = (W_m - S_{wb}) \text{tg} \delta' = (W_m - S_{wb}) \text{tg} \varphi^* = (628.6 - 275) \text{tg} 45^\circ = 353.6 \text{tg} 45^\circ = 353.6 \text{ kN/m.}$$

Risultando $E_d < R_d$ la verifica è soddisfatta.

Caso 3

$$T_b = 2 \text{ kN/m}$$

$$E_d = S'_a + \gamma_Q T_b = 41.9 + 1.5 \cdot 2 = 44.9 \text{ kN/m.}$$

$$W_m = 432.3 \text{ kN/m.}$$

$$S_{wb} = L_{A-C} h_w \gamma_w = 5.5 \cdot 3.5 \cdot 10 = 192.5 \text{ kN/m.}$$

$$R_d = F_{res} = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \delta' = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \varphi^* = (432.3 - 192.5) \operatorname{tg} 45^\circ = 239.8 \operatorname{tg} 45^\circ = 239.8 \text{ kN/m.}$$

Risultando $E_d < R_d$ la verifica è soddisfatta.

Molo di sottoflutto

Caso 4

$$T_b = 5 \text{ kN/m}$$

$$E_d = S'_a + \gamma_Q T_b = 41.9 + 1.5 \cdot 5 = 49.4 \text{ kN/m.}$$

$$W_m = 570.6 \text{ kN/m.}$$

$$S_{wb} = L_{A-C} h_w \gamma_w = 5.5 \cdot 3.5 \cdot 10 = 192.5 \text{ kN/m.}$$

$$R_d = F_{res} = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \delta' = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \varphi^* = (570.6 - 192.5) \operatorname{tg} 45^\circ = 378.1 \operatorname{tg} 45^\circ = 378.1 \text{ kN/m.}$$

Risultando $E_d < R_d$ la verifica è soddisfatta.

Molo interno

Caso 5

Valgono i calcoli esposti per il caso 3.

Verifica nei riguardi del ribaltamento

Lo schema di riferimento è rappresentato sulla Fig. 21.

Il momento ribaltante di calcolo M_d risulta:

$$M_d = M(S'_a) + M(\gamma_Q T_b) + M(S_{wb})$$

essendo

- $M(S'_a)$ il momento della spinta attiva;
- $M(\gamma_Q T_b)$ il momento del tiro alla bitta;
- $M(S_{wb})$ il momento della risultante delle pressioni dell'acqua (sottospinta).

Il momento resistente di calcolo M_u è pari al momento della forza peso del muro:

$$M_u = M(W_m).$$

Molo di sopraflutto

Caso 1

$$T_b = 5 \text{ kN/m}$$

$$M_d = M(S'_a) + M(\gamma_Q T_b) + M(S_{wb}) = 192 + 46.5 + 687.5 = 926 \text{ kNm/m.}$$

$$M_r = M(W_m) = 2145.9 \text{ kNm/m.}$$

Risultando $M_d < M_u$ la verifica al ribaltamento è soddisfatta.

Caso 2

$$T_b = 5 \text{ kN/m}$$

$$M_d = M(S'_a) + M(\gamma_Q T_b) + M(S_{wb}) = 192 + 46.5 + 687.5 = 926 \text{ kNm/m.}$$

$$M_r = M(W_m) = 1820.6 \text{ kNm/m.}$$

Risultando $M_d < M_u$ la verifica al ribaltamento è soddisfatta.

Caso 3

$$T_b = 2 \text{ kN/m}$$

$$M_d = M(S'_a) + M(\gamma_Q T_b) + M(S_{wb}) = 81.8 + 14.1 + 529.4 = 625.3 \text{ kNm/m.}$$

$$M_r = M(W_m) = 1820.6 \text{ kNm/m.}$$

Risultando $M_d < M_u$ la verifica al ribaltamento è soddisfatta.

Molo di sottoflutto

Caso 4

$$T_b = 5 \text{ kN/m}$$

$$M_d = M(S'_a) + M(\gamma_Q T_b) + M(S_{wb}) = 81.8 + 35.3 + 529.4 = 1271.8 \text{ kNm/m.}$$

$$M_r = M(W_m) = 1633.7 \text{ kNm/m.}$$

Risultando $M_d < M_u$ la verifica al ribaltamento è soddisfatta.

Molo interno

Caso 5

Valgono i calcoli esposti per il caso 3.

Combinazione 2 : presenza di azioni sismiche

In questo caso l'angolo di resistenza a taglio di calcolo $\varphi'^* = \arctg [(tg \varphi')/\gamma_{\varphi'}] = \arctg [(tg \varphi')/1.25] = 38.6^\circ$.

Il coefficiente ψ_q di combinazione delle azioni (relativo al sovraccarico q) è stato assunto pari a zero mentre quello relativo al tiro alle bitte T_b , ψ_{T_b} , è stato assunto pari a 0.25.

Con riferimento ai simboli indicati sullo schema di Fig.19 la spinta attiva in presenza di sisma risulta:

$$S'_{ad} = 0.5 \gamma h_1^2 K_{ad} + \gamma h_1 h_2 K_{ad} + 0.5 \gamma' h_2^2 K_{ad}$$

essendo

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi' - \vartheta)}{\cos^2 \vartheta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi' \sin(\varphi' - \vartheta)}{\cos \vartheta}} \right]^2} = 0.382$$

il coefficiente di pressione attiva secondo Mononobe e Okabe, $\vartheta = \arctg K = \arctg 0.25 = 14.04^\circ$, e $K=0.25$ il coefficiente sismico relativo alla zona sismica 2 secondo la classificazione sismica vigente.

La spinta attiva in assenza di sisma, per la stessa combinazione di carico, risulta:

$$S'_a = 0.5 \gamma h_1^2 K_a + \gamma h_1 h_2 K_a + 0.5 \gamma' h_2^2 K_a$$

essendo

$$K_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi'^*/2) = 0.232 \text{ il coefficiente di pressione attiva secondo Rankine.}$$

L'incremento di spinta attiva è pari quindi a $\Delta S' = S'_{ad} - S'_a$ ed è applicato a $2(h_1+h_2)/3$ a partire dalla base del cassone (dal piano ubicato a quota Q_1).

Risulta:

Caso 1 (cfr. Fig. 17a)

$$h_1 = 1.2 \text{ m};$$

$$h_2 = 5 \text{ m};$$

$$S'_a = 57.1 \text{ kN/m.}$$

$$S'_{ad} = 94.1 \text{ kN/m.}$$

$$\Delta S' = S'_{ad} - S'_a = 37 \text{ kN/m.}$$

Caso 2 (cfr. Fig. 17b)

$$h_1 = 1.2 \text{ m;}$$

$$h_2 = 5 \text{ m;}$$

$$S'_a = 57.1 \text{ kN/m.}$$

$$S'_{ad} = 94.1 \text{ kN/m.}$$

$$\Delta S' = S'_{ad} - S'_a = 37 \text{ kN/m.}$$

Caso 3 (cfr. Fig. 17c)

$$h_1 = 1.2 \text{ m;}$$

$$h_2 = 3.5 \text{ m;}$$

$$S'_a = 34.7 \text{ kN/m.}$$

$$S'_{ad} = 57.3 \text{ kN/m.}$$

$$\Delta S' = S'_{ad} - S'_a = 22.6 \text{ kN/m.}$$

Caso 4 (cfr. Fig. 18a)

$$h_1 = 1.2 \text{ m;}$$

$$h_2 = 3.5 \text{ m;}$$

$$S'_a = 34.7 \text{ kN/m.}$$

$$S'_{ad} = 57.3 \text{ kN/m.}$$

$$\Delta S' = S'_{ad} - S'_a = 22.6 \text{ kN/m.}$$

Caso 5 (cfr. Fig. 18b)

$$h_1 = 1.2 \text{ m;}$$

$$h_2 = 3.5 \text{ m;}$$

$$S'_a = 34.7 \text{ kN/m.}$$

$$S'_{ad} = 57.3 \text{ kN/m.}$$

$$\Delta S' = S'_{ad} - S'_a = 22.6 \text{ kN/m.}$$

Verifica nei riguardi della traslazione orizzontale

Lo schema di riferimento è riportato sulla Fig. 20. Le forze instabilizzanti, analogamente alla combinazione di carico 1, ossia le forze che tendono a far traslare il cassone (blocco *ABDFEC*) lungo il piano *AC* sono:

- la spinta attiva in presenza di azioni sismiche S'_{ad} ;
- il tiro alle bitte T_b .
- la forza d'inerzia del muro $K W_m$.

Risulta quindi l'azione di calcolo

$$E_d = S'_{ad} + \psi_{Tb} (\gamma_Q T_b) + K W_m.$$

Le forze che si oppongono alla traslazione lungo *AC* e sono pari, analogamente al caso precedente, a:

- $F_{res} = T' = N' \operatorname{tg} \delta' = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \delta'$ essendo in questo caso $\delta' = \varphi^* = 38.6^\circ$ l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia base del cassone – terreni di fondazione.

Risulta quindi

$$F_{res} = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \delta' = (W_m - S_w) \operatorname{tg} \varphi^*$$

Molo di sopraflutto

Caso 1

$$T_b = 5 \text{ kN/m}$$

$$E_d = S'_{ad} + \psi_{Tb} (\gamma_Q T_b) + K W_m = 94.1 + 0.25 * (1.3 * 5) + 187.5 = 283.2 \text{ kN/m.}$$

$$W_m = 750 \text{ kN/m.}$$

$$S_{wb} = L_{A-C} h_w \gamma_w = 5.5 * 5 * 10 = 275 \text{ kN/m.}$$

$$R_d = F_{res} = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \delta' = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \varphi^* = (750 - 275) \operatorname{tg} 38.6^\circ = 475 \operatorname{tg} 38.6^\circ = 379.2 \text{ kN/m.}$$

Risultando $E_d < R_d$ la verifica è soddisfatta.

Caso 2

$$T_b = 5 \text{ kN/m}$$

$$E_d = S'_{ad} + \psi_{Tb} (\gamma_Q T_b) + K W_m = 94.1 + 0.25 * (1.3 * 5) + 157.2 = 252.9 \text{ kN/m.}$$

$$W_m = 628.6 \text{ kN/m.}$$

$$S_{wb} = L_{A-C} h_w \gamma_w = 5.5 * 5 * 10 = 275 \text{ kN/m.}$$

$$R_d = F_{res} = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \delta' = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \varphi^* = (628.6 - 275) \operatorname{tg} 38.6^\circ = 353.6 \operatorname{tg} 38.6^\circ = 282.3 \text{ kN/m.}$$

Risultando $E_d < R_d$ la verifica è soddisfatta.

Caso 3

$$T_b = 2 \text{ kN/m}$$

$$E_d = S'_{ad} + \psi_{Tb} (\gamma_Q T_b) + K W_m = 57.3 + 0.25 * (1.3 * 2) + 108.1 = 165.9 \text{ kN/m.}$$

$$W_m = 432.3 \text{ kN/m.}$$

$$S_{wb} = L_{A-C} h_w \gamma_w = 5.5 * 3.5 * 10 = 192.5 \text{ kN/m.}$$

$$R_d = F_{res} = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \delta' = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \varphi^* = (432.3 - 192.5) \operatorname{tg} 38.6^\circ = 239.8 \operatorname{tg} 38.6^\circ = 191.4 \text{ kN/m.}$$

Risultando $E_d < R_d$ la verifica è soddisfatta.

Molo di sottoflutto

Caso 4

$$T_b = 5 \text{ kN/m}$$

$$E_d = S'_{ad} + \psi_{Tb} (\gamma_Q T_b) + K W_m = 57.3 + 0.25 * (1.3 * 2) + 142.6 = 200.6 \text{ kN/m.}$$

$$W_m = 570.6 \text{ kN/m.}$$

$$S_{wb} = L_{A-C} h_w \gamma_w = 5.5 * 3.5 * 10 = 192.5 \text{ kN/m.}$$

$$R_d = F_{res} = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \delta' = (W_m - S_{wb}) \operatorname{tg} \varphi^* = (570.6 - 192.5) \operatorname{tg} 38.6^\circ = 378.1 \operatorname{tg} 38.6^\circ = 301.8 \text{ kN/m.}$$

Risultando $E_d < R_d$ la verifica è soddisfatta.

Molo interno

Caso 5

Valgono i calcoli esposti per il caso 3.

Verifica nei riguardi del ribaltamento

Lo schema di riferimento è rappresentato sulla Fig. 21.

Il momento ribaltante di calcolo M_d risulta:

$$M_d = M(S'_a) + M(\Delta S') + M(\psi_{Tb} (\gamma_Q T_b)) + M(KW_m) + M(S_{wb}) =$$

essendo

- $M(S'_a)$ il momento della spinta attiva;
- $M(\Delta S')$ il momento dell'incremento di spinta attiva;

- $M(\psi_{Tb}(\gamma_Q T_b))$ il momento del tiro alla bitta;
- $M(S_{wb})$ il momento della risultante delle pressioni dell'acqua (sottospinta).

Il momento resistente di calcolo M_u è pari, anche in questo caso, al momento della forza peso del muro: $M_u = M(W_m)$

Molo di sopraflutto

Caso 1

$$T_b = 5 \text{ kN/m}$$

$$M_d = M(S'_a) + M(\Delta S') + M(\psi_{Tb}(\gamma_Q T_b)) + M(KW_m) + M(S_{wb}) = \\ = 127.3 + 152.9 + (0.25 * 1.3 * 5 * 6.2) + 544 + 756.3 = 1590.6 \text{ kNm/m.}$$

$$M_r = M(W_m) = 2145.9 \text{ kNm/m.}$$

Risultando $M_d < M_u$ la verifica al ribaltamento è soddisfatta.

Caso 2

$$T_b = 5 \text{ kN/m}$$

$$M_d = M(S'_a) + M(\Delta S') + M(\psi_{Tb}(\gamma_Q T_b)) + M(KW_m) + M(S_{wb}) = \\ = 127.3 + 152.9 + (0.25 * 1.3 * 5 * 6.2) + 425.5 + 756.3 = 1472.1 \text{ kNm/m.}$$

$$M_r = M(W_m) = 1820.6 \text{ kNm/m.}$$

Risultando $M_d < M_u$ la verifica al ribaltamento è soddisfatta.

Caso 3

$$T_b = 2 \text{ kN/m}$$

$$M_d = M(S'_a) + M(\Delta S') + M(\psi_{Tb}(\gamma_Q T_b)) + M(KW_m) + M(S_{wb}) = \\ = 81.8 + 70.8 + (0.25 * 1.3 * 2 * 4.7) + 232.9 + 529.4 = 847.2 \text{ kNm/m.}$$

$$M_r = M(W_m) = 1244.3 \text{ kNm/m.}$$

Risultando $M_d < M_u$ la verifica al ribaltamento è soddisfatta.

Molo di sottoflutto

Caso 4

$$T_b = 5 \text{ kN/m}$$

$$M_d = M(S'_a) + M(\Delta S') + M(\psi_{Tb}(\gamma_Q T_b)) + M(KW_m) + M(S_{wb}) =$$

$$= 81.8+70.8+(0.25*1.3*5*4.7)+326.4+529.4=1016 \text{ kNm/m.}$$

$$M_r = M(W_m) = 1633.7 \text{ kNm/m.}$$

Risultando $M_d < M_u$ la verifica al ribaltamento è soddisfatta.

Molo interno

Caso 5

Valgono i calcoli esposti per il caso 3.

5.4 Verifiche di stabilità dei pali ϕ 800mm

5.4.1 Carico limite per forze verticali

Alcuni tratti di banchina saranno realizzati su pali. I pali avranno diametro di 800mm e sono disposti ad interasse trasversale (cfr. Fig. 12) e longitudinale di 3m. I pali avranno lunghezza complessiva di 8m e saranno infissi nelle rocce del complesso calcarenitico per 5m. I pali saranno collegati in testa da una piastra in c.a. di spessore pari a 60cm.

Il carico limite del palo è stato valutato considerando, per semplicità e a vantaggio di sicurezza, il palo installato nelle rocce del complesso calcarenitico, caratterizzate da un valore dell'angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 35^\circ$ e coesione intercetta nulla.

Il valore dell'angolo di resistenza a taglio "di calcolo" risulta quindi:

$\varphi'^* = \arctg [(tg \varphi') / \gamma_m] = \arctg [(tg 35^\circ) / 1.25] = 29.3^\circ$, essendo $\gamma_m = M_2 = 1.25$ il coefficiente parziale riferito alla tangente dell'angolo di resistenza a taglio φ' dei terreni di fondazione.

La resistenza a taglio disponibile lungo la superficie laterale del palo risulta:

$$Q_1 = 0.5 \gamma' \pi D L^2 K \tan \delta'$$

essendo

$D = 0.8\text{m}$ il diametro del palo;

$L = 5\text{ m}$ la lunghezza del tratto di palo infisso nei terreni di fondazione;

$K = 0.4$ il coefficiente di pressione laterale;

$\delta' = \varphi'^* = 29.3^\circ$ l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia setto-terreno.

Si ha, per un valore di $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$:

$$Q_l = 0.5 * 10 * \pi * 0.8 * 5^2 * 0.4 * \text{tg } 29.3 = 70.5 \text{ kN}$$

La resistenza alla punta vale:

$$Q_p = (1/4) * \pi * D^2 * p'_{lim} \text{ nella quale}$$

$$p'_{lim} = \sigma'_v N_q$$

avendo trascurato, a vantaggio di sicurezza, il contributo dovuto alla coesione intercetta.

Risulta:

$$\sigma'_v = 5 * 10 = 50 \text{ kN/m}^2.$$

Il valore di N_q , secondo Berezantzev per pali di grande diametro, risulta

$$N_q = f(\varphi^*, L/D) = 16.5$$

$$\text{quindi } p'_{lim} = 50 * 16.5 = 825 \text{ kPa.}$$

Il carico limite alla punta vale:

$$Q_p = (1/4) * \pi * D^2 * p'_{lim} = 0.25 * \pi * 0.8^2 * 825 = 414.6 \text{ kN}$$

Il carico limite per forze verticali del palo, nell'ipotesi di contemporanea mobilitazione della resistenza laterale e di quella alla punta, risulta :

$$Q_{lim} = Q_l + Q_p = 70.5 + 414.6 = 485.2 \text{ kN.}$$

La resistenza di calcolo R_d è pari al carico limite $Q_{lim} = 485.2 \text{ kN}$.

L'azione di calcolo E_d risulta pari alla somma del massimo sforzo trasmesso dalla piastra di collegamento superiore, N_{max} , e del peso proprio del palo, W_p , depurato della sottospinta S_{wb} (ossia dalla risultante delle pressioni interstiziali alla base del palo stesso).

Il massimo sforzo assiale trasmesso dalla piastra superiore, nell'ipotesi di ripartizione uniforme dei carichi tra i pali, e in presenza di un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito q di 20 kPa, N_{max} , è pari a 271.1 kN.

Il peso proprio del palo risulta $W_p = (1/4) * \pi * D^2 * L \gamma_c = 0.25 * \pi * 0.8^2 * 8 * 25 = 100.5 \text{ kN}$; la sottospinta risulta $S_{wb} = (1/4) * \pi * D^2 * L \gamma_w = 0.25 * \pi * 0.8^2 * 7.8 * 10 = 39.2 \text{ kN}$;

L'azione di calcolo E_d è pari quindi a:

$$E_d = N_{max} + W_p - S_{wb} = 271.1 + 100.5 - 39.2 = 332.4 \text{ kN.}$$

Essendo $R_d > E_d$ la verifica dei pali nei riguardi del raggiungimento dello stato limite ultimo per forze verticali è soddisfatta.

5.4.2 Carico limite per forze orizzontali

Il carico limite per forze orizzontali del singolo palo è stato calcolato col metodo di Broms considerando il palo collegato rigidamente alla piastra superiore. Il meccanismo di rottura è quello di palo lungo; il palo è impedito di ruotare in testa (essendo incastrato in corrispondenza dell'attacco con la piastra di collegamento superiore).

Il momento di plasticizzazione M_y della sezione, per palo costituito di conglomerato cementizio di classe $R_{ck}=35$ MPa e armatura metallica costituita da 16 ϕ 20 mm, del palo è pari a 570 kNm.

Per l'equilibrio alla traslazione orizzontale e per l'equilibrio alla rotazione intorno al punto, ubicato in corrispondenza della seconda cerniera plastica (ubicata alla profondità f rispetto ai fondali), e ricordando che la prima cerniera plastica si forma nella sezione di attacco tra il palo e la piastra superiore di collegamento, si ha:

$$T_{lim} = 1.5 K_p \gamma D f^2 \quad (1)$$

$$T_{lim} (e+f) = 0.5 K_p \gamma D f^3 + 2M_y \quad (2)$$

essendo $K_p = \text{tg}^2(45 + \varphi^*/2) = 2.92$ il coefficiente di pressione passiva di Rankine riferito all'angolo di resistenza a taglio di calcolo φ^* dei terreni nei quali è installato il palo, ed e è l'eccentricità pari a 3.3m (distanza tra l'asse della piastra di collegamento dei pali e i fondali).

Dal sistema di equazioni 1) e 2) si ottiene:

$$K_p \gamma D f^3 + 1.5 K_p \gamma D e f^2 - 2M_y = 0$$

Per $D=0.8$ m ed $e=3.3$ m si ha $f=2.552$ m e $T_{lim} = 1.5 K_p \gamma D f^2 = 228$ kN.

La resistenza di calcolo R_d è pari a T_{lim} :

$$R_d = T_{lim} = 228 \text{ kN.}$$

L'azione di calcolo E_d è pari al massimo sforzo di taglio applicato in testa al palo che si verifica in presenza di azioni sismiche e vale:

$E_d = T_{max} = [(K (W_p + qB) + T_b) i] / np = [(0.25 * (77.7 + 20 * 5.15) + 5) * 3/2] = 75.3 \text{ kN}$
essendo

$K = 0.25$ il coefficiente sismico;

$W_p = 77.7 \text{ kN/m}$ il peso proprio della piastra di collegamento dei pali (compreso il peso della pavimentazione);

$B = 5.15 \text{ m}$ la larghezza della piastra superiore;

$T_b = 5 \text{ kN/m}$;

$i = 3 \text{ m}$ l'interasse longitudinale dei pali;

$np = 2$ il numero dei pali.

Essendo $R_d > E_d$ la verifica dei pali nei riguardi del raggiungimento dello stato limite ultimo per forze orizzontali è soddisfatta.

6 PIANO DEI RILIEVI E DEI CONTROLLI IN CORSO D'OPERA

Misure e controlli saranno eseguiti in corso d'opera e in fase di esercizio. Si prevede, in particolare, l'esecuzione di misure di spostamenti orizzontali e verticali delle opere. Allo scopo saranno installate apposite basette per mire per l'esecuzione dei rilievi con strumenti topografici di precisione o con altri idonei strumenti. Si prevede di installare 4 mire poste alla sommità del muro paraonde sulla diga di sopraflutto, e due mire sulla diga di sottoflutto e sul pennello interno

Palermo, Febbraio 2007



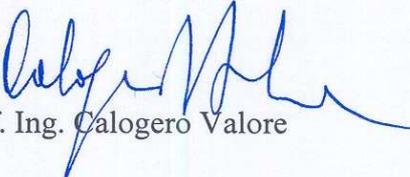

Prof. Ing. Calogero Valore

Fig. 1

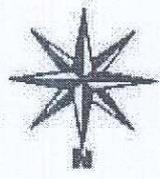


AREA INTERESSATA DALLE
OPERE IN PROGETTO

PORTICCIOLI
DI S. ERASMO

BAIA

PORTO
MERCANTILE



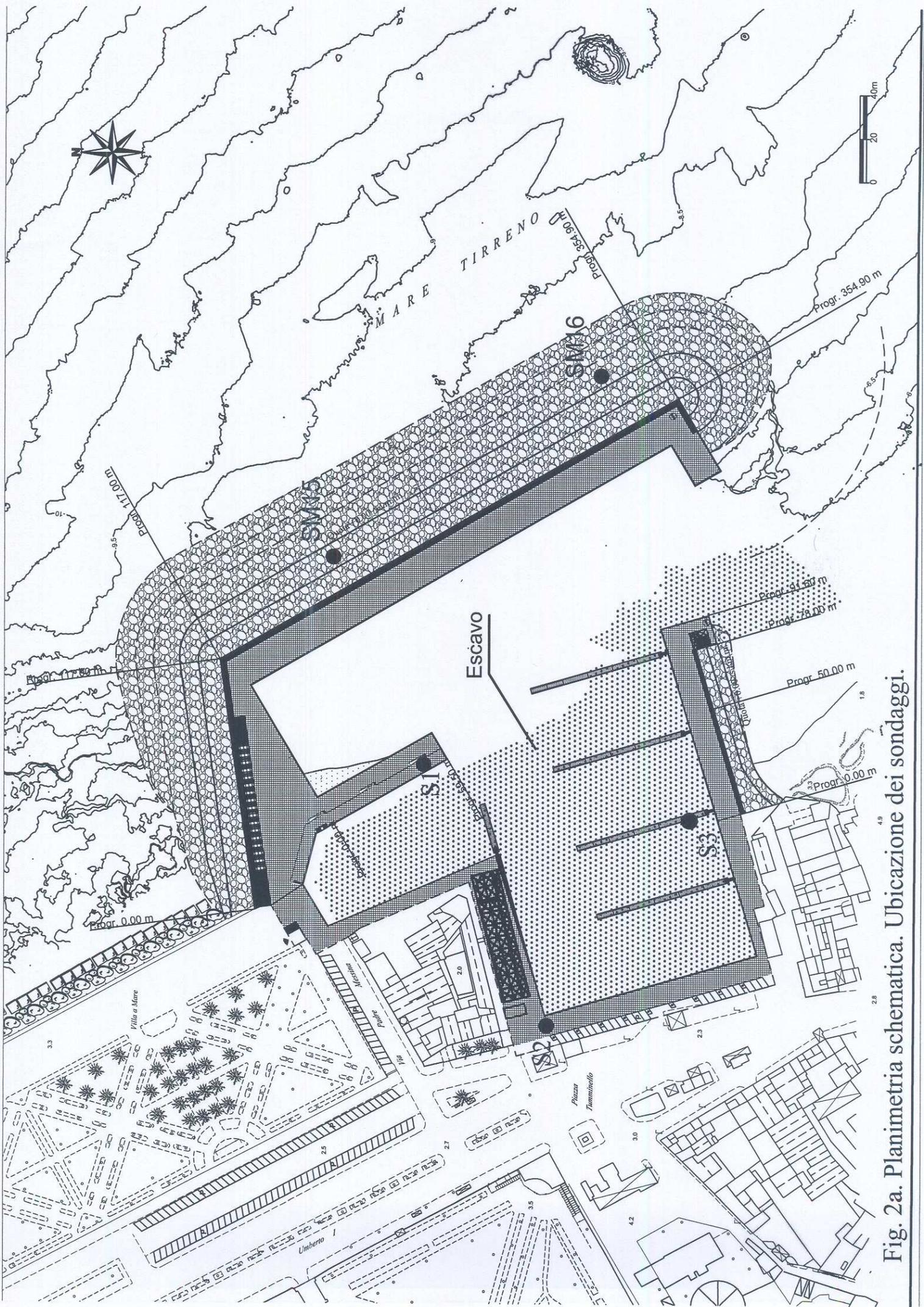


Fig. 2a. Planimetria schematica. Ubicazione dei sondaggi.

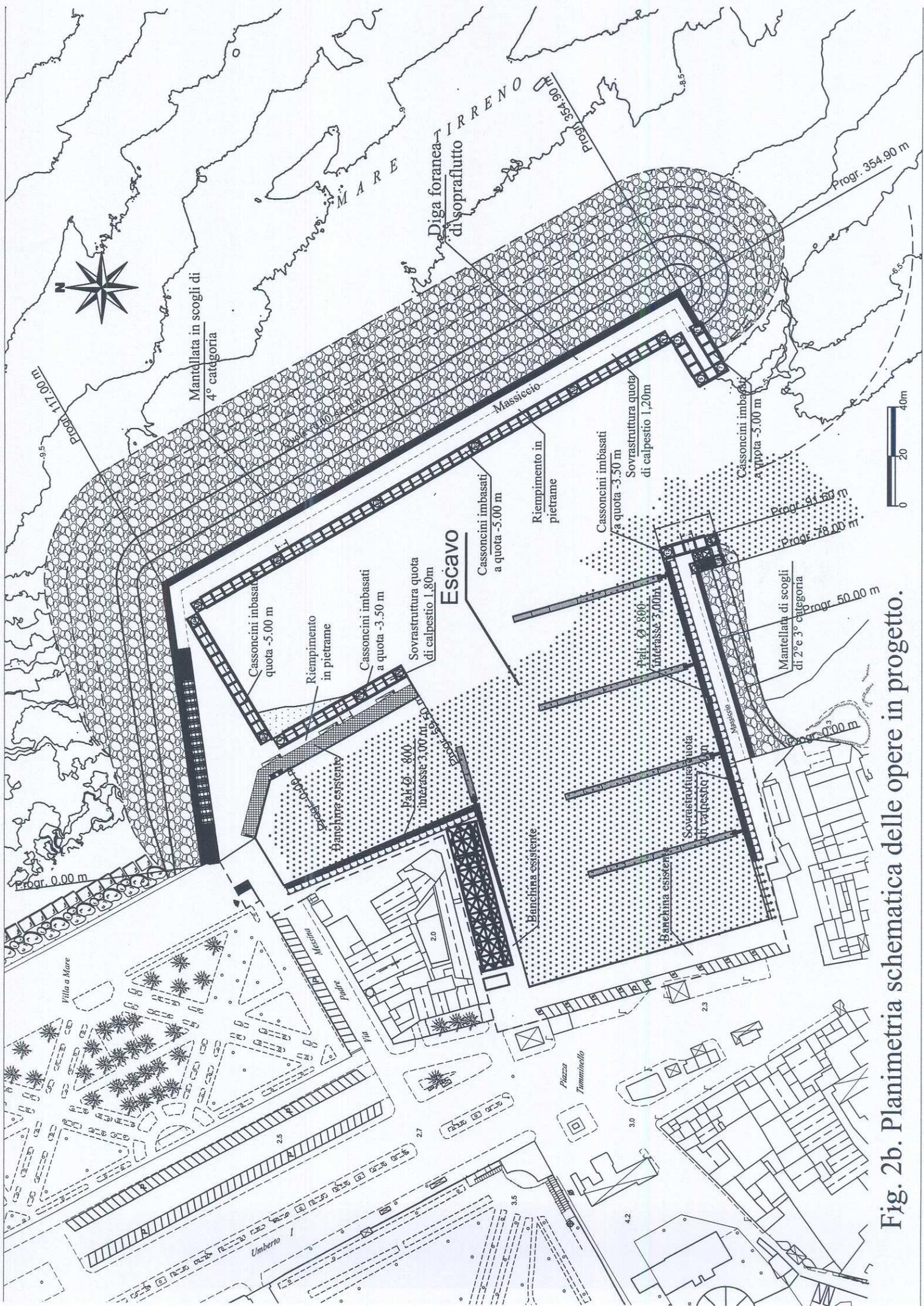


Fig. 2b. Planimetria schematica delle opere in progetto.

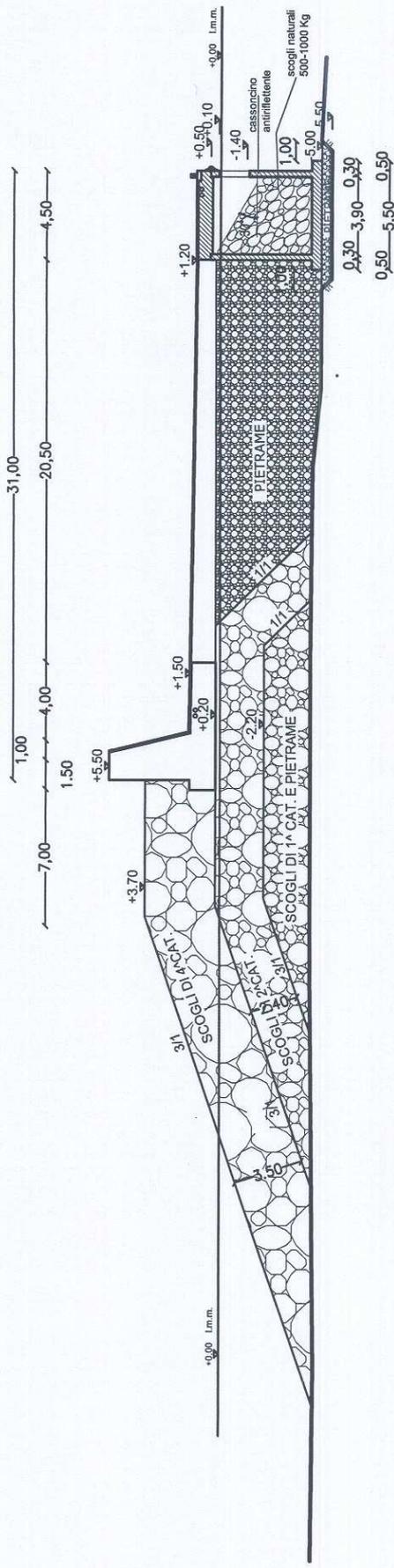


Fig. 3. Sezioni tipo diga di sopraflutto (progr. 0.00 m - progr. 117,00 m)

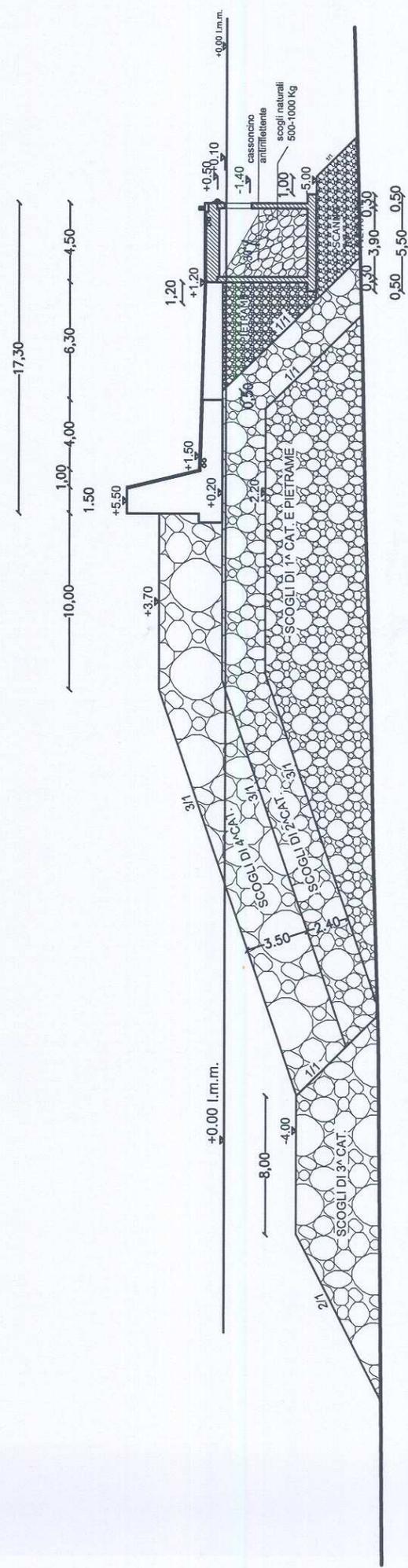


Fig. 4. Sezioni tipo diga di sopraflutto (progr. 117.00 m - progr. 341.20 m)

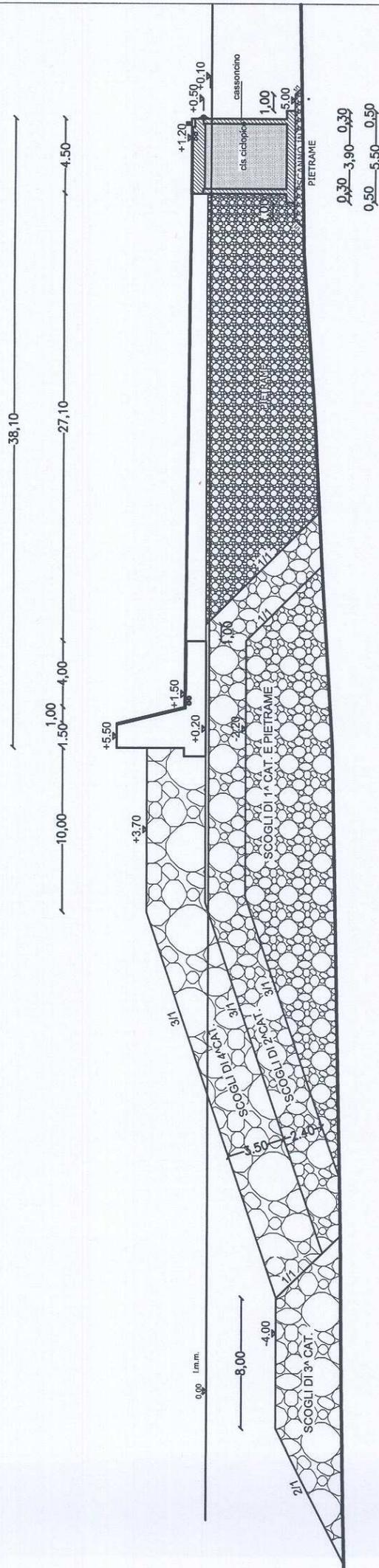


Fig. 5. Sezioni tipo della testata della diga di sopraflutto (progr. 341.20 m - progr. 354.90 m)

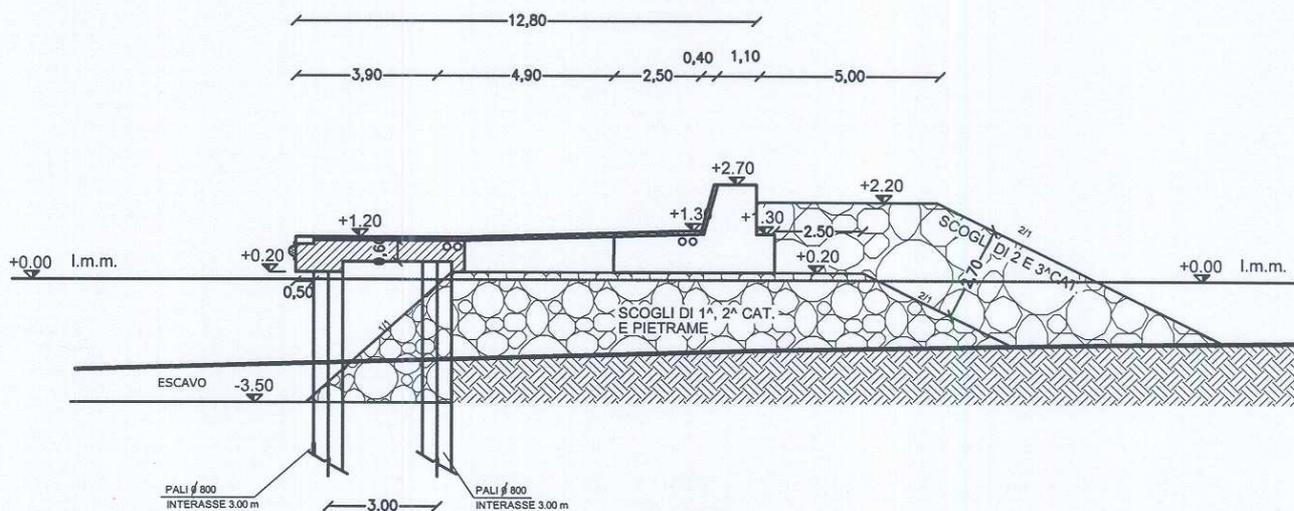


Fig. 6. Sezioni tipo diga di sottoflutto - Dalla progr. 0.00 alla progr. 78,00m

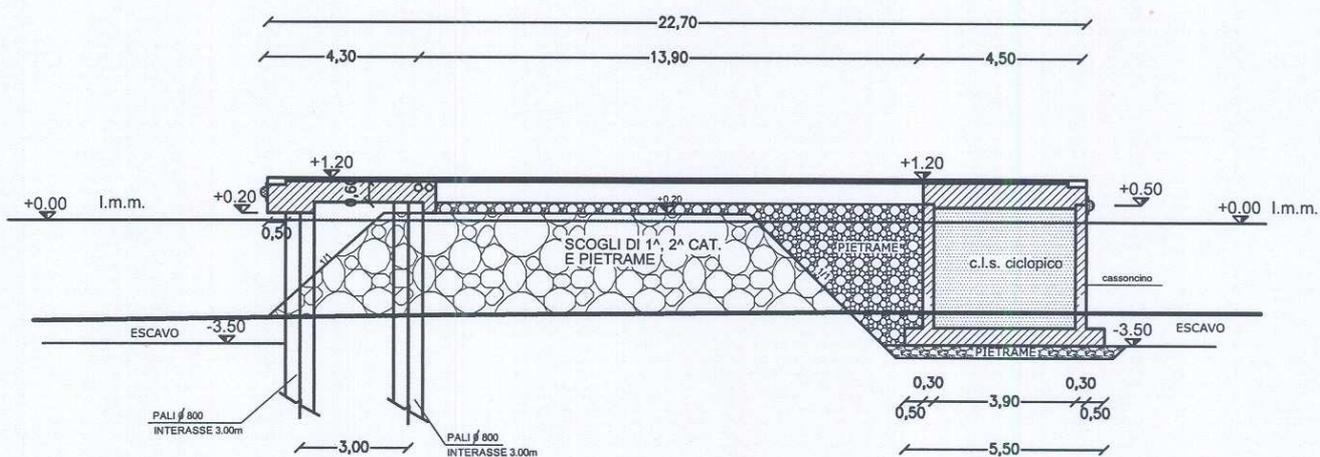


Fig. 7. Sezioni tipo testata diga di sottoflutto - Dalla progr. 78.00 alla progr. 91.60 m.

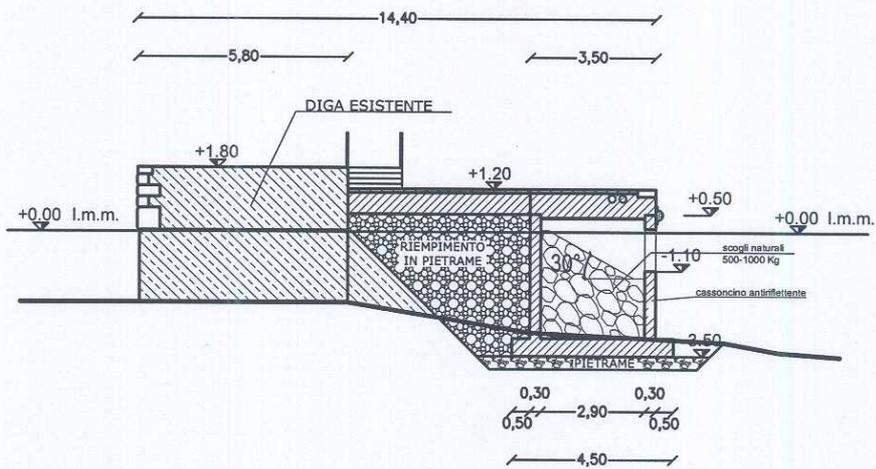


Fig. 8. Sezioni tipo pennello interno

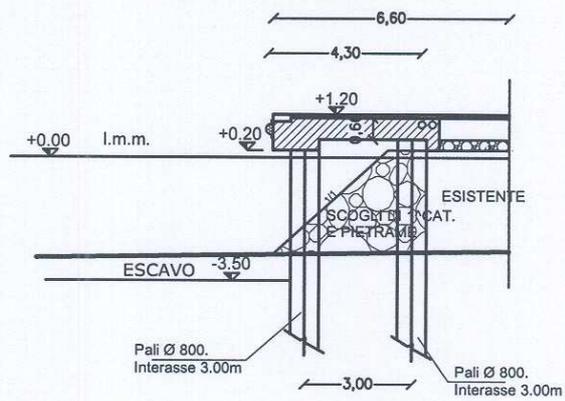
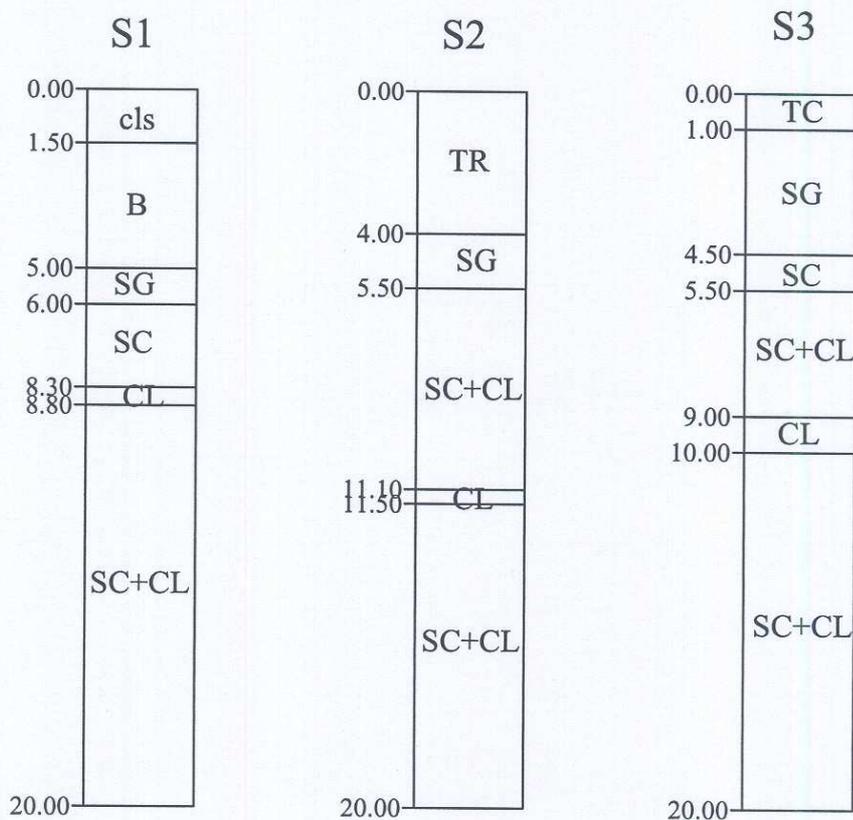


Fig. 9. Sezioni tipo banchina esistente



TC/TR: terreno di copertura e di riporto (sabbie e ghiaie torbose)

Cls: calcestruzzo del molo esistente

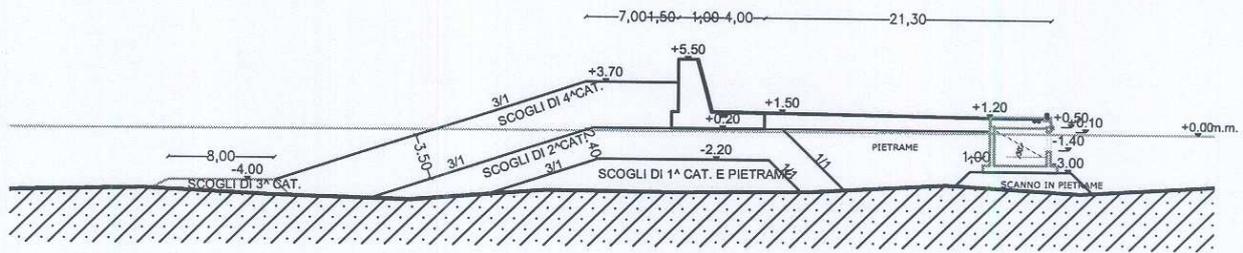
B: materiali della scogliera del molo esistente (blocchi di calcare, ghiaia grossa , sabbia)

SG: Sabbie e ghiaie grigie.

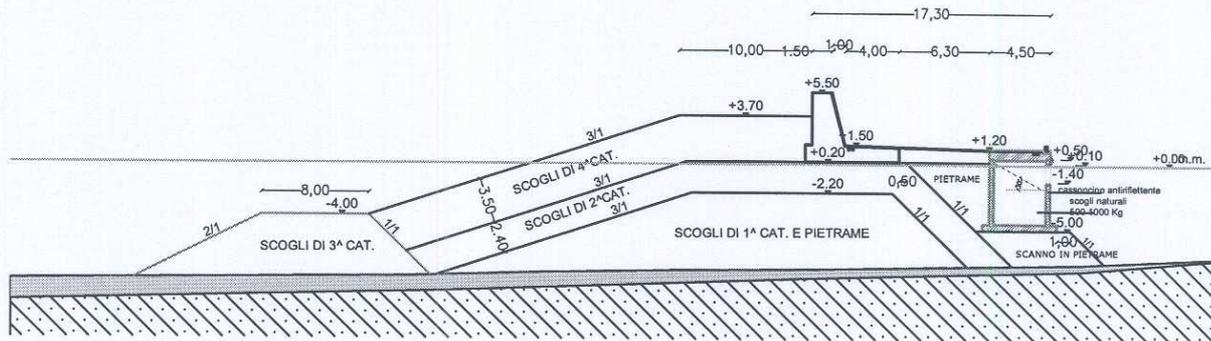
SC: sabbia calcarenitica, giallastra, mediamente addensata.

CL : calcarenite giallastra ben cementata carotata in frammenti.

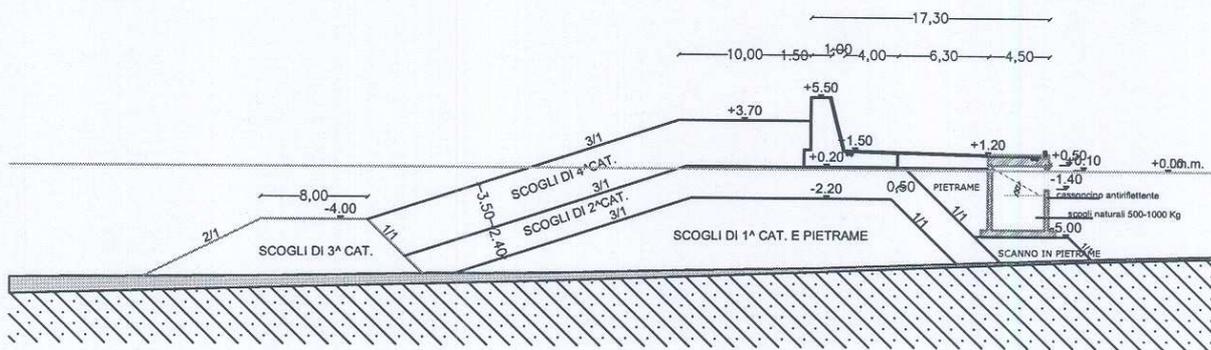
Fig.10.Profili stratigrafici schematici dei sondaggi S1, S2, S3.



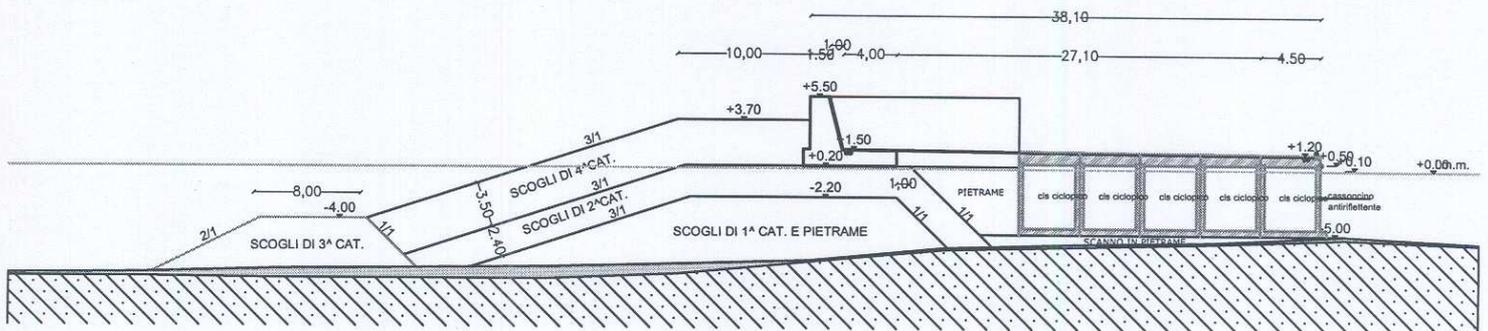
Sez. 4. Progr. 65.00m.



Sez.9. Progr. 167.00m.

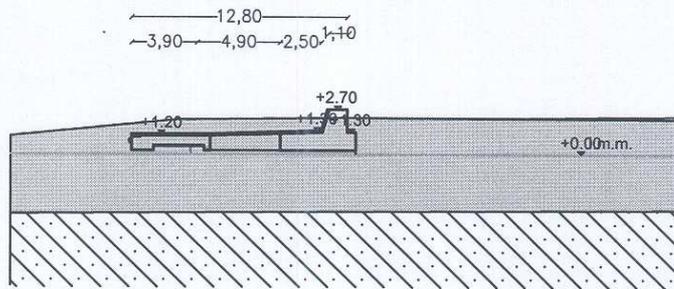


Sez.13. Progr. 267.00m.



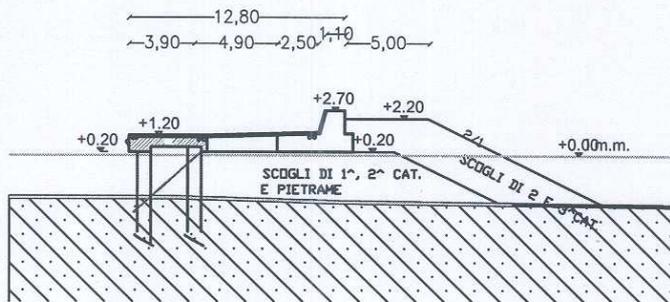
Sez. 19. Progr. 354.90m.

Fig.11. Diga di sopraflutto. Sezioni schematiche dei terreni.



Sez.1. Progr. 00.00m.

 Sabbie e ghiaie
 Complesso calcarenitico



Sez.4. Progr. 78.00m.

Fig. 12. Diga di sottoflutto. Sezioni schematiche dei terreni.

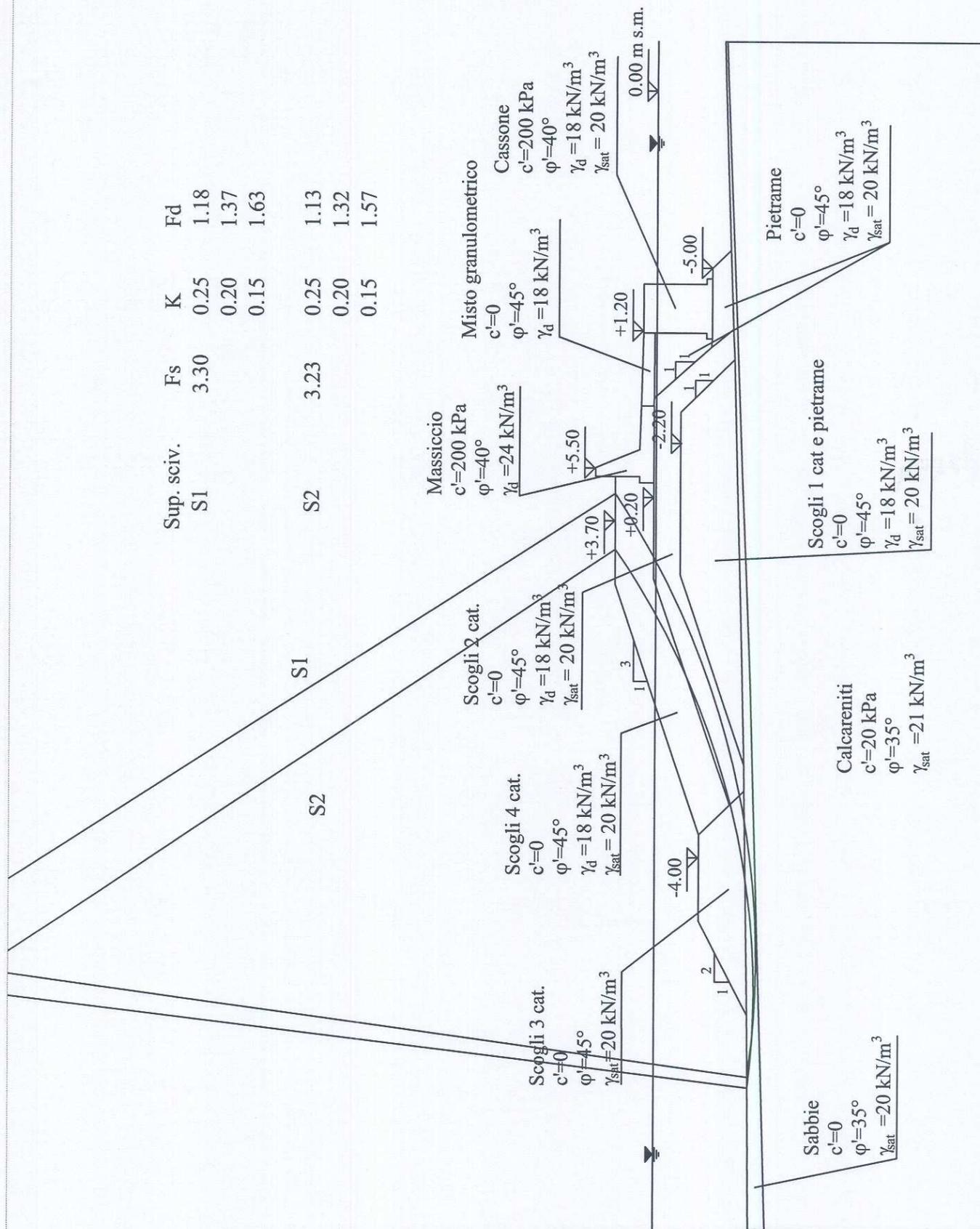


Fig. 13 Molo di sopraflutto. Sezione 13. Parametro esterno. Risultati delle verifiche di stabilit  generale. Metodo di Morgenstern & Price. Fs: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche; Fd: coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche. Superfici di scivolamento che interessano i terreni di fondazione. Condizioni drenate.

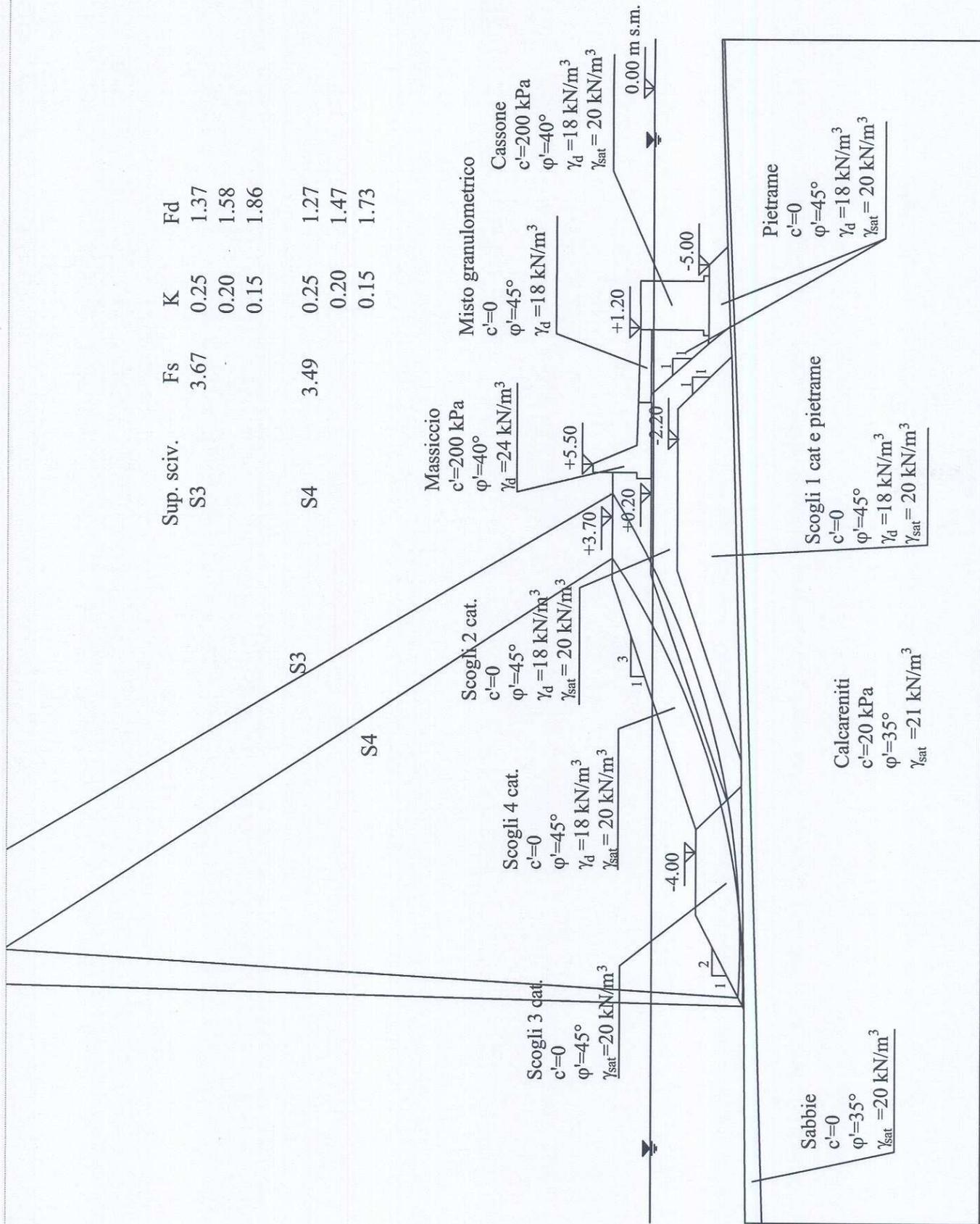


Fig. 14 Molo di sopraflutto. Sezione 13. Parametro esterno. Risultati delle verifiche di stabilit  generale. Metodo di Morgenstern & Price. Fs: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche; Fd: coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche. Superfici di scivolamento che si sviluppano entro la scogliera. Condizioni drenate.

Sup. sciv.	Fs	K	Fd
S5	2.74	0.25	1.20
		0.20	1.37
		0.15	1.58
S6	2.92	0.25	1.34
		0.20	1.51
		0.15	1.73

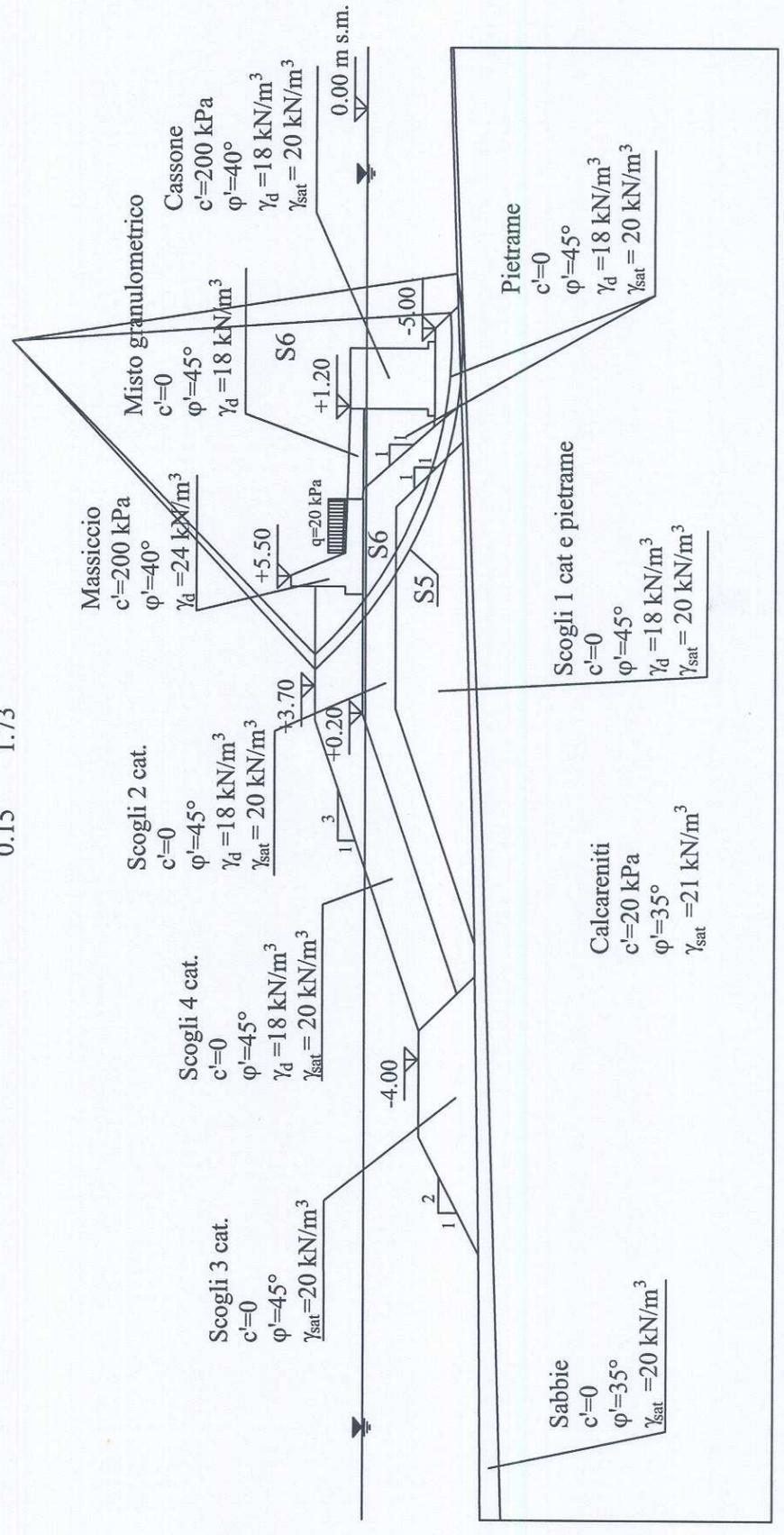


Fig. 15 Molo di sopraflutto. Sezione 13. Parametro interno. Risultati delle verifiche di stabilità generale. Metodo di Morgenstern & Price. Fs: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche; Fd: coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche. Condizioni drenate.

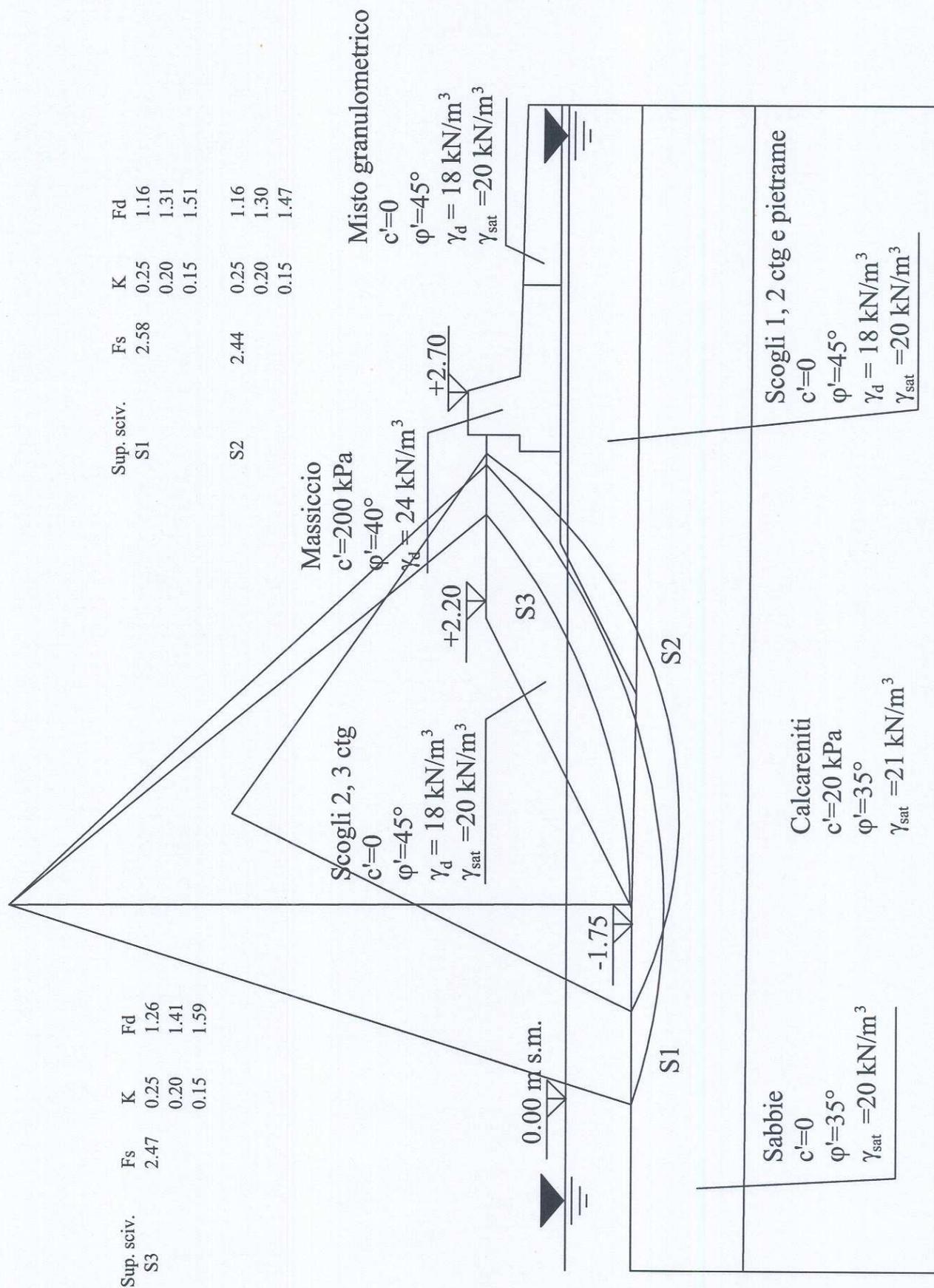


Fig. 16 Molo di sottoflutto. Paramento esterno. Risultati delle verifiche di stabilit  generale. Metodo di Morgenstern & Price. Fs: coefficiente di sicurezza in condizioni statiche; Fd: coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche. Condizioni drenate.

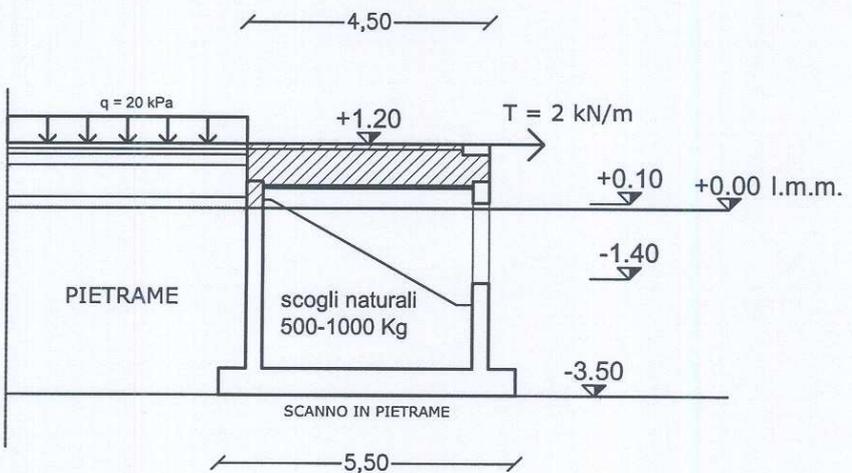
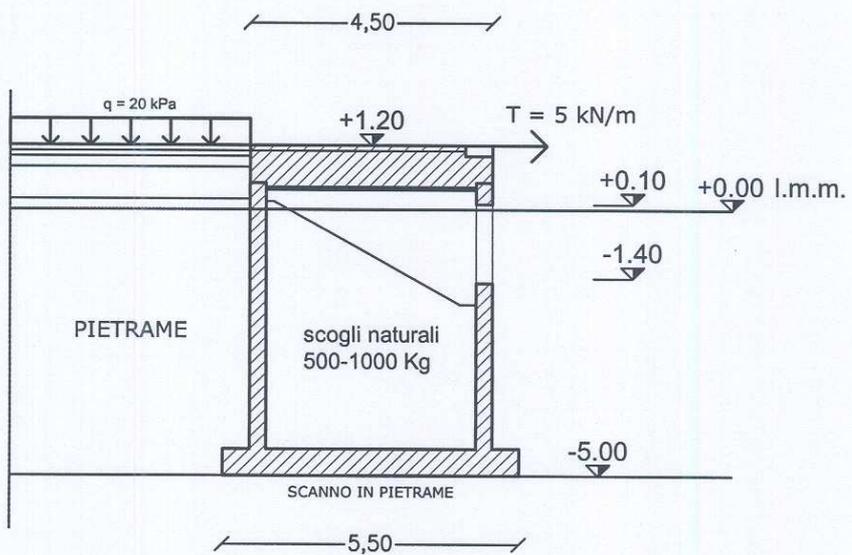
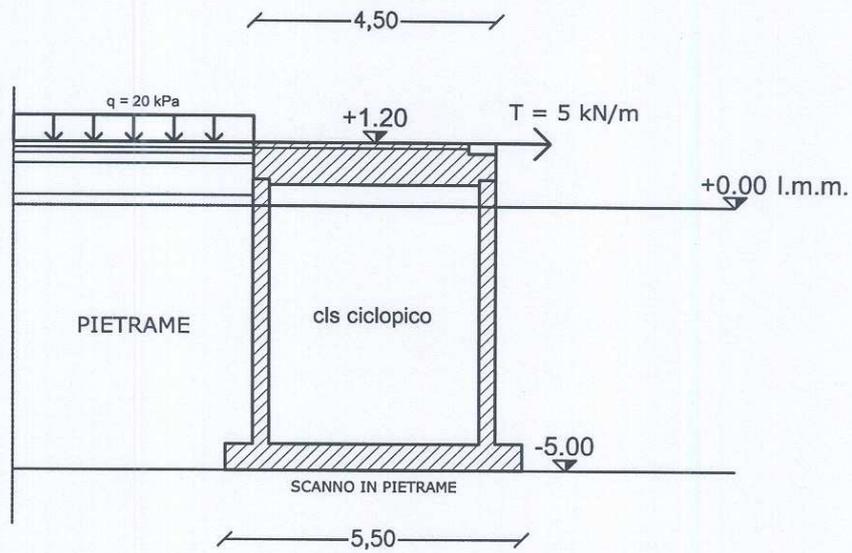


Fig. 17 Diga foranea di sopraflutto. Sezioni schematiche dei cassoni

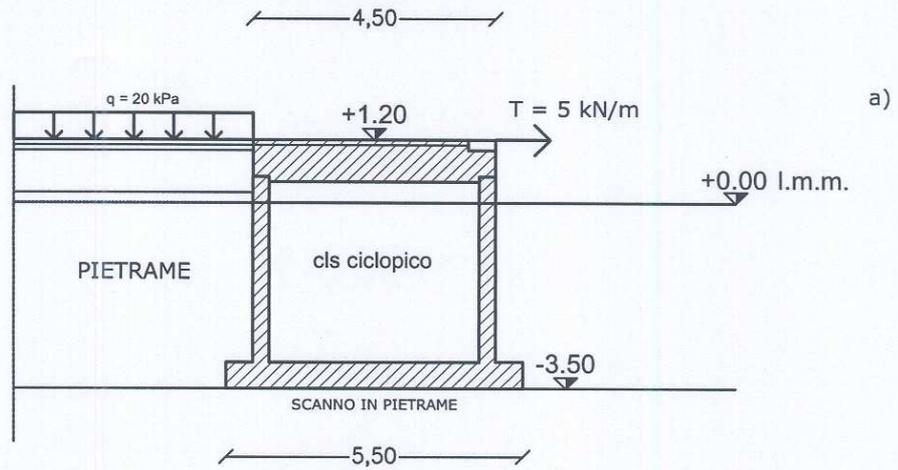


Fig. 18a Diga foranea di sottoflutto. Sezione schematica del cassone.

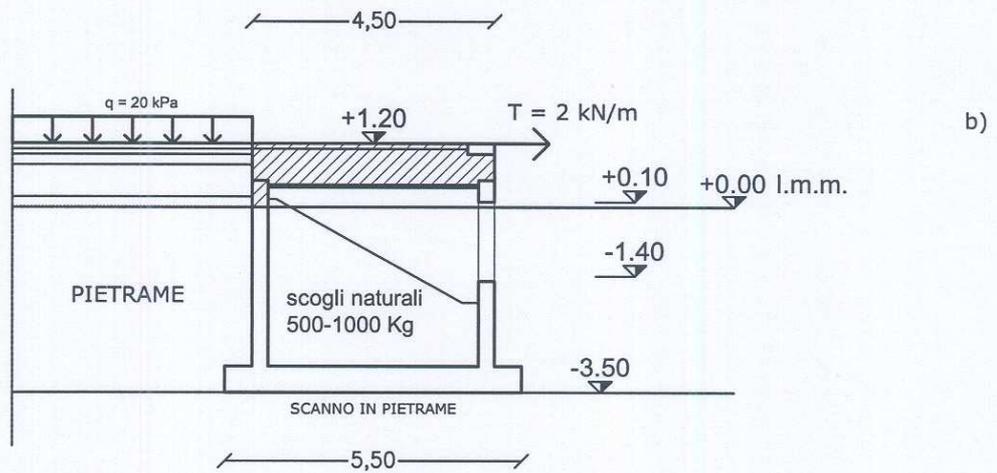


Fig. 18b Molo interno. Sezioni schematica del cassone.

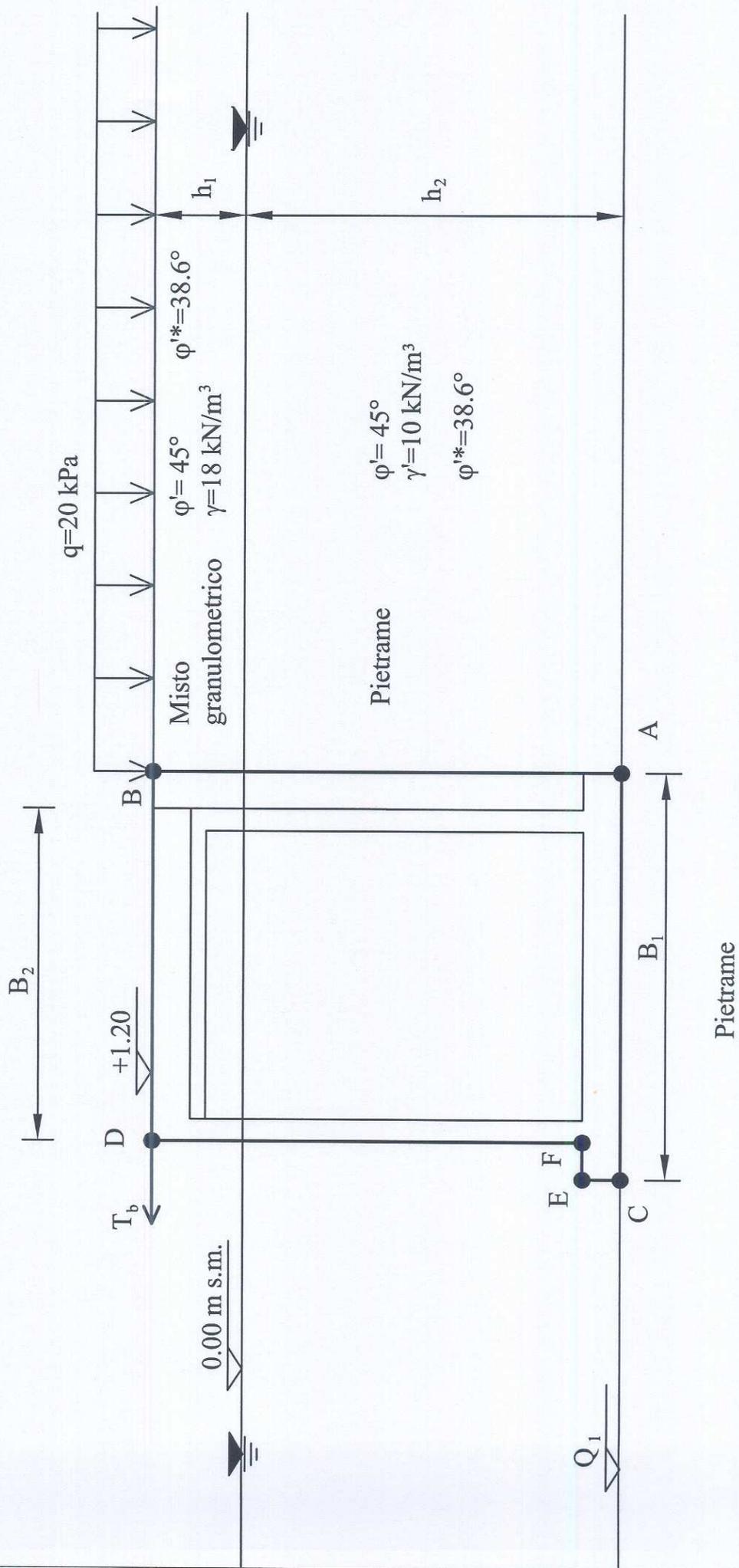


Fig. 19 Schema di riferimento per il calcolo delle spinte sui cassoni.

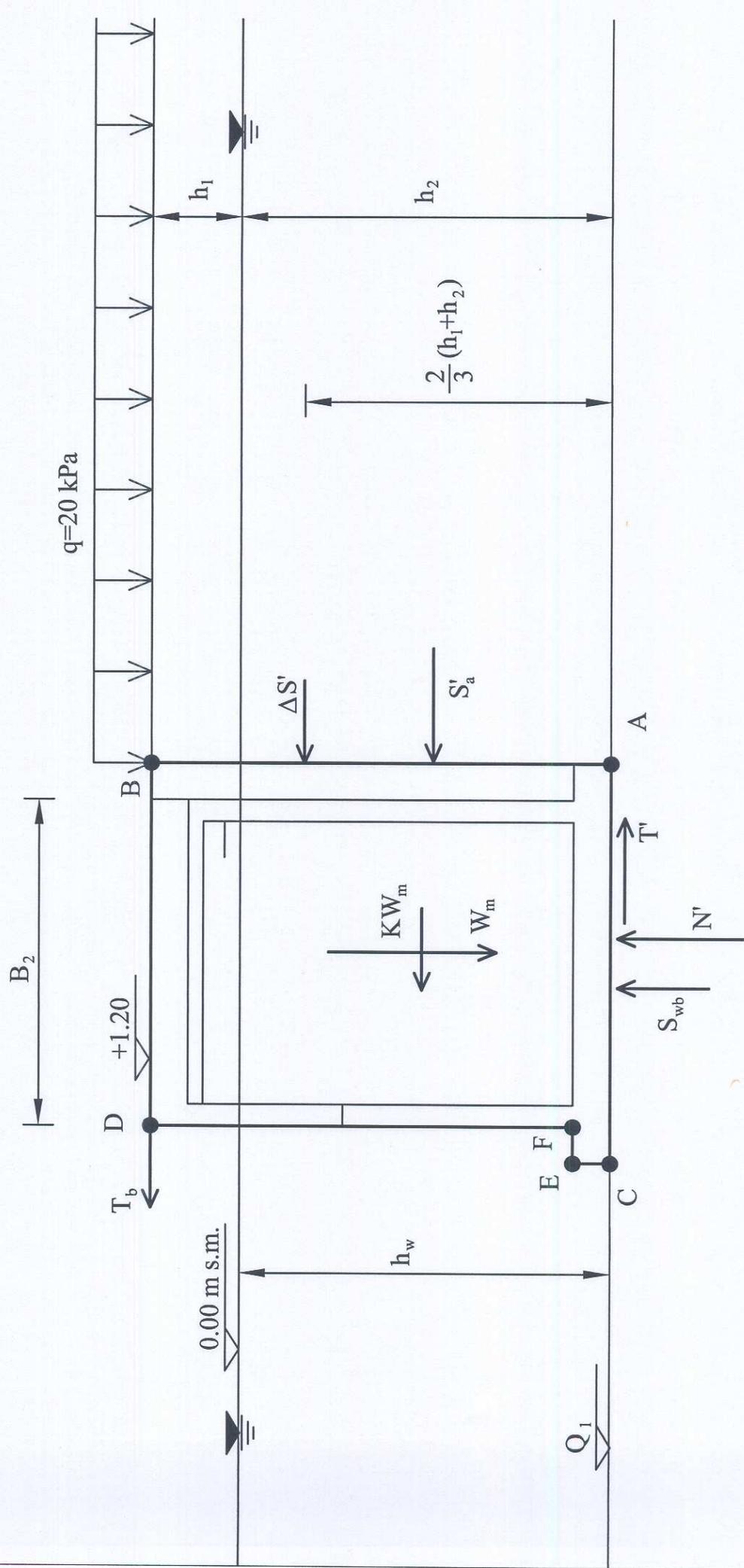


Fig. 20 Schema di riferimento per la verifica nei riguardi della traslazione orizzontale dei cassoni.

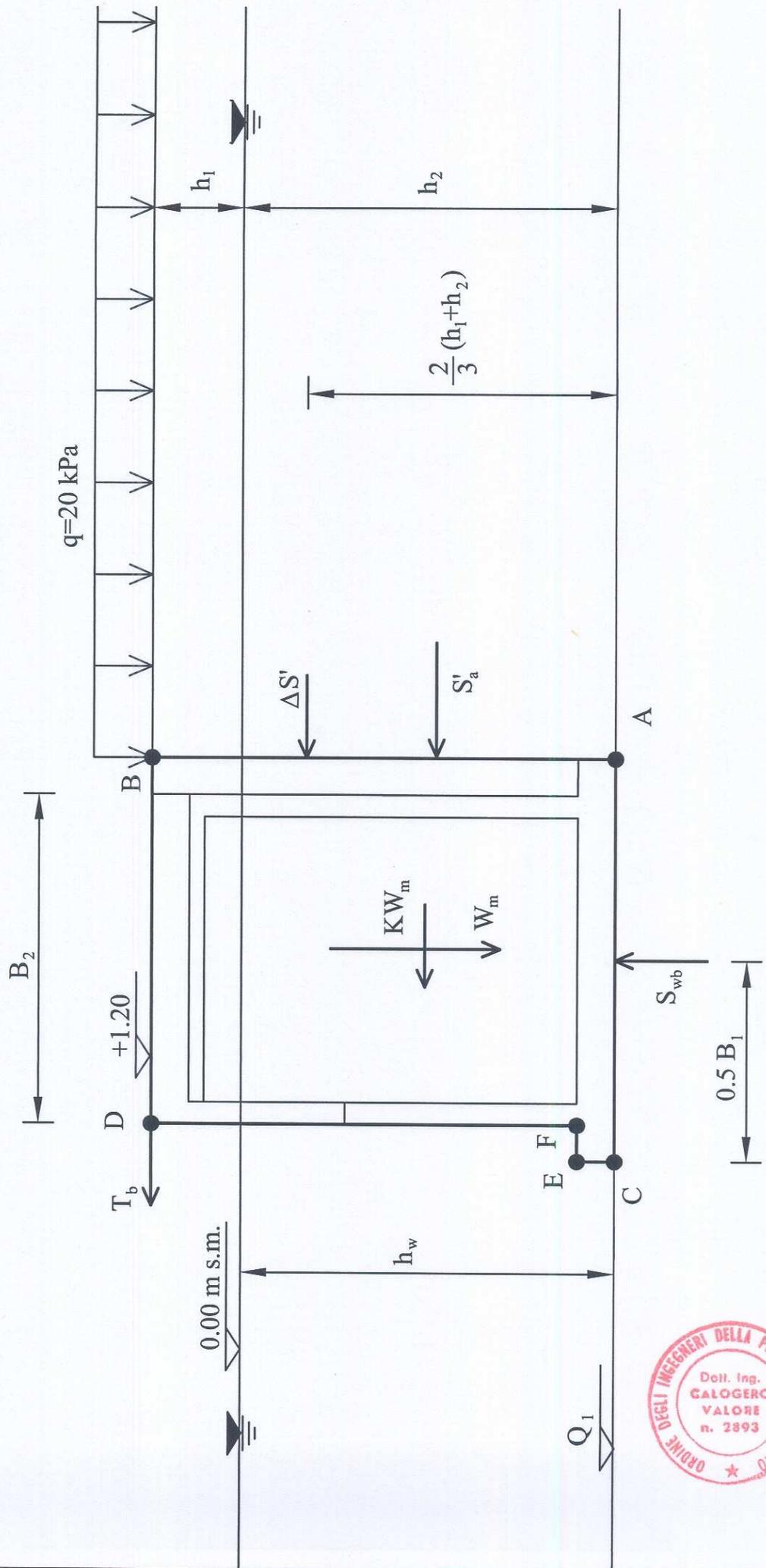


Fig. 21 Schema di riferimento per la verifica nei riguardi del ribaltamento dei cassoni.

Handwritten signature in blue ink.

