



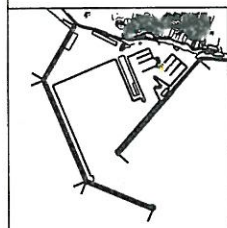
MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
UFFICIO DEL GENIO CIVILE PER LE OPERE MARITTIME
PALERMO

OPERE PER CONTO DELL'ASSESSORATO REGIONALE LAVORI PUBBLICI
POR 2000-2006

PORTO DI GELA
(2° Cat. - 2° Classe)

LAVORI DI COSTRUZIONE NUOVA DARSENA COMMERCIALE, COMPLETAMENTO
DELLE BANCHINE INTERNE, ARREDI, IMPIANTI ED ESCAVAZIONI

PROGETTO DEFINITIVO



ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE BANCHINE

TAVOLA N.

R06

SCALA

N.

PALERMO

CODICE

R06-RelaCalcoloBanchine

REDATTO DA:

Ing. Giovanni Coppola

Ing. Francesco Di Sarcina

Ing. Giuseppe Scorsone

Geom. Vincenzo Pisciotta

COORDINATORE DELL'UFFICIO PROGETTAZIONE:

Ing. Lorenzo Ceraulo

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE BANCHINE

SOMMARIO

1	Inquadramento ambientale – posizione del problema	4
1.1	Contenuti della relazione geologica e geotecnica a corredo del progetto AGIP	4
1.1.1	Sintesi dello studio geologico.....	5
1.1.2	Caratterizzazione geotecnica.....	10
1.2	Campagna di indagini geognostiche del 1992 – Soc. Geotechnital Service.	11
1.3	Relazione geotecnica della Soc. Aquater.....	11
1.4	Conclusioni.....	13
2	Strutture di banchina – posizione del problema.....	15
2.1	Quadro delle azioni esterne sulle banchine.....	15
2.2	Dimensionamento del diaframma di banchina tipo.....	18
2.3	Verifica del tirante di ancoraggio	21
2.4	Dimensionamento dell'ancoraggio nel terrapieno	22
2.5	Nuovi terrapieni	24
3	Verifiche geotecniche sulle opere foranee – posizione del problema.....	27
4	Appendici	30
4.1	Stratigrafie dei terreni attraversati	30
4.2	Diaframma elastico: algoritmo di calcolo adottato	31
4.2.1	Tabulati di calcolo: dati generali.....	33
	Normativa e Bibliografia	37

La presente relazione si riferisce alla progettazione strutturale delle opere di banchinamento interno del nuovo porto di Gela (2° ctg, 2° classe), nonché alle verifiche di stabilità geotecnica delle opere foranee di protezione di nuova costruzione, secondo le indicazioni planimetriche e dimensionali fornite dal vigente PRP.

La prima parte della relazione riguarda l'inquadramento geologico e geotecnico, con la ricostruzione dei dati geotecnici necessari per le successive calcolazioni, ottenuti dall'esame dei dati geologici e geognostici disponibili al momento del progetto.

La seconda parte, invece, riguarda l'insieme delle calcolazioni (compatibili con il livello di definizione del progetto) intese a determinare le opere strutturali necessarie a realizzare i banchinamenti interni al porto, secondo le previsioni progettuali.

Infine, saranno raccolti i risultati ottenuti per le verifiche geotecniche sulle opere foranee in progetto.

Per la prima e la terza parte si farà largo uso dei contenuti del "Progetto stralcio del Piano Regolatore Generale del porto di Gela per un accosto di Supply Vessels ad uso AGIP", redatto nel 1992 dalla Società SIGMA srl, nel seguito indicato brevemente Progetto AGIP.

PORTO DI GELA – LAVORI DI COSTRUZIONE NUOVA DARSENA COMMERCIALE, COMPLETAMENTO DELLE BANCHINE INTERNE, ARREDI, IMPIANTI ED ESCAVAZIONI.

*File:R06-
RelaCalcoloBanchine.DOC*

Data emissione: 25/02/2004

Note: EMISSIONE 1

Pag. 3

- SEZIONE PRIMA -
INDAGINI GEOGNOSTICHE E MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO.

1 Inquadramento ambientale – posizione del problema

In questa sezione vengono esposti i dati geologici e geotecnici disponibili, relativi al progetto AGIP, giungendo alla definizione del modello geotecnico dei terreni utile alla progettazione delle opere di banchina ed alla verifica della stabilità delle opere foranee di protezione del porto.

Si fa in particolare riferimento ai dati di cui agli elaborati “AGIP – Porto di Gela - Fondazioni molo darsena commerciale e industriale nuovo porto” redatto dalla Soc. Aquater, e “Indagine geognostica – Sondaggi meccanici e prove in situ per la determinazione delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del fondale del porto” redatto dalla Soc. Geotechnital Service di Trento, entrambi di specifico interesse nel caso in oggetto.

1.1 Contenuti della relazione geologica e geotecnica a corredo del progetto AGIP

La relazione geologica e geotecnica contenuta nel progetto AGIP riassume gli studi geologici e geotecnici eseguiti nel medesimo sito oggetto dell'intervento attuale.

A seguire, si riportano i principali contenuti dello studio geologico e di quello geotecnico, al fine di dedurre le informazioni necessarie alla progettazione delle opere di banchina.

In linea generale, si può dire che l'area portuale (vedi fig.1) è ubicata alla periferia meridionale dell'abitato di Gela.



Fig. 1 - Corografia generale (scala 1:25.000)



SERVIZIO GEOLOGICO

CARTA GEOLOGICA D' ITALIA

Base geologica 1 : 25.000 - ril. - 1951-53

FOGLIO 272 GELA

della Carta 1 : 100.000 dell' I. G. M. (II Ediz. 1955)

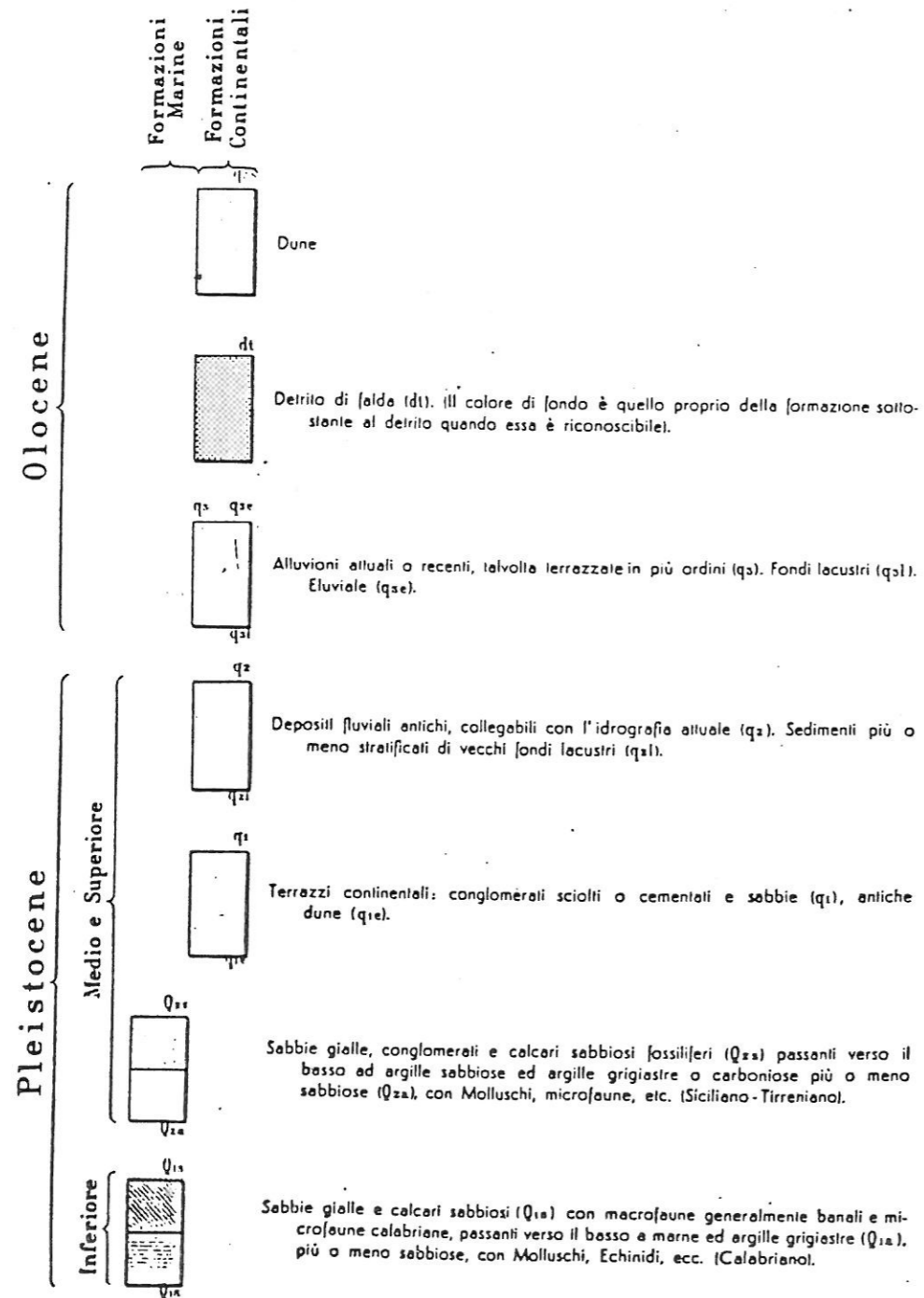


FIG. 2

CARTA GEOLOGICA D' ITALIA
foglio "GELA" scala 1:100.000

1.1.1 Sintesi dello studio geologico

Dall'esame comparato tra le carte geologiche disponibili (fig.2) ed appositi studi fotogeologici estesi alle aree limitrofe è emerso quanto segue, (relazione geologica redatta dal Geologo Dott. Alberto Unti):

"... l'intero territorio risulta uniformemente costituito da un basamento argilloso, di caratteristiche litologiche costanti, interrotto verso l'alto in corrispondenza di una superficie di trasgressione.

Al di sopra di questa superficie variamente ondulata e a differenti quote sul livello del mare è deposta una formazione calcarenitico - sabbiosa, stratificata e variamente cementata, con giacitura media sub orizzontale (cfr. fig.3).

La formazione argillosa è databile al Pliocene Superiore - Pleistocene Inferiore; la formazione calcarenitica è databile al Pleistocene Superiore.

Le due formazioni rocciose sono esposte lungo tutta la falesia costiera, al piede della quale si rinviene un accumulo del bordo della tavola calcarenitica, in parte rielaborati dall'azione del mare."

Sulla base degli studi indicati in precedenza e delle conclusioni di cui sopra, si è pervenuti alla conoscenza dell'assetto geologico dell'intera area.

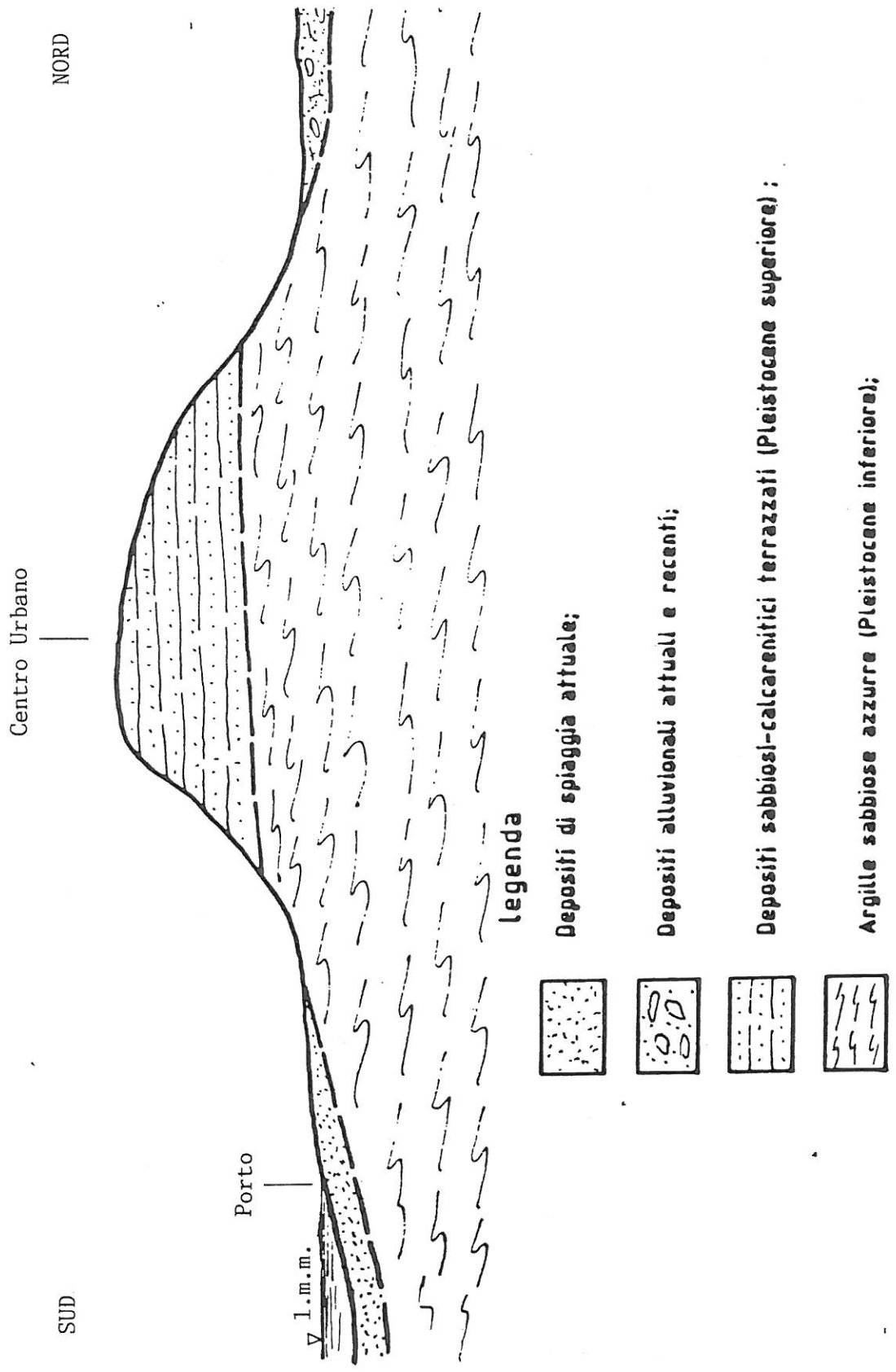
"...omissis...

In particolare, il rilevamento geologico indica che l'area portuale anzidetta è collocata a ridosso di una struttura geomorfologica, allungata parallelamente alla linea di costa, costituita da una serie di depositi di tipo prevalentemente costiero, depositati su un basamento di natura argillosa.

Questa struttura ha subito l'azione demolitrice e morfogenetica del mare che, dopo averla ampiamente spianata, vi ha deposto sopra notevoli spessori di materiali di varia natura.

Data la vasta estensione dell'area costiera e della retrostante struttura geomorfologica che la caratterizza, bisogna ammettere che questo processo di spianamento debba essere avvenuto con una sensibile

Fig. 3 - Sezione geologica schematica N-S



lentezza lungo un ampio arco di tempo durante il quale il mare ha avuto la possibilità di modellare in vario modo le formazioni che costituiscono l'attuale fascia costiera.

La conseguenza pratica di tutto ciò è che la situazione geolitologica e strutturale dell'area portuale e della zona costiera può, in generale, essere schematizzata come indicato in fig.5, avvertendo che il tetto del basamento argilloso, al di sotto dei depositi di spiaggia, può essere sede di ondulazioni morfologiche, con escursioni altimetriche anche sensibili in corrispondenza di possibili paleoforme oggi non più rilevabili e riconducibili a preesistenti assetti idrogeologici in terraferma ovvero a variazioni evolutive della linea di costa.

4 - CARATTERIZZAZIONE LITOLOGICA DELL'AREA PORTUALE

Come già detto, l'area in studio ricalca i caratteri generali tratteggiati in precedenza.

Inoltre, essendo in prossimità del piede del pendio della collina su cui sorge l'abitato, essa risente anche della presenza di quest'ultima per quel che riguarda la variabilità di spessori e la composizione granulometrica dei terreni più superficiali distribuiti lungo la spiaggia sia emersa che sommersa.

Lo schema litologico ad essa relativo potrebbe quindi essere complicato da situazioni di dettaglio determinate dalla presenza di depositi detritico-sabbiosi sovrapposti o eteropici a quelli limo-argillosi e dalla presenza marginale di depositi eterogenei attribuibili, come già detto, a situazioni particolari connesse con motivazioni paleomorfologiche.

... omissis...

L'assetto geologico dell'area portuale, come già anticipato nelle pagine precedenti, è caratterizzato dalla presenza di un deposito di sabbie che costituiscono l'attuale spiaggia sia emersa che immersa.

Anche oltre i limiti dell'area in esame, lungo la costa, si registra la presenza di terreni di natura sabbiosa, calcarenitica e argillosa nonché dei relativi prodotti di disfacimento.

Questa situazione è stata già schematizzata nella sezione geologica di fig.5.

Qui preme sottolineare una serie di dati, acquisiti direttamente sui terreni citati.

Lo spessore dei depositi sabbiosi deve ritenersi estremamente variabile, da valori minimi dell'ordine di qualche metro fino a valori massimi dell'ordine di quindici (15) metri.

Questa variazione deve essere ipotizzata, in generale, crescente in direzione da Nord verso Sud per la citata presenza della struttura geologica costiera che riporta in superficie il basamento argilloso sepolto.

Inoltre, variazioni anche sensibili e repentine, possono essere riscontrate in situazioni paleomorfologiche connesse con la passata evoluzione della linea di costa ed oggi non più rilevabili in superficie.

Da un punto di vista strettamente litologico, data la situazione appena indicata, i depositi della spiaggia sommersa sono classificabili come sabbia e sabbia variamente limosa e argillosa, di colore variabile dal giallo al grigio-bruno, con inclusioni lenticolari di sabbie talora ciottolose.

A tali sabbie risultano intercalati livelli di limi sabbiosi organici nerastri, di estensione e spessore variabile.

Verso il basso, questi depositi terminano contro la superficie di erosione del basamento argilloso, costituito da argille grigio-azzurre, talora sabbiose, talora brecciate, di potenza notevole e tale da costituire il basamento omogeneo dell'intero territorio.

Nelle aree più prossime alla battigia questi materiali vengono progressivamente sostituiti dai depositi della spiaggia emersa costituiti essenzialmente di sabbia fine, ben classata, con livelli lentiformi di sabbie limose, ghiaie e banchi di alghe in stato di decomposizione.

In corrispondenza della linea di battigia i limi sabbiosi sono frammisti a materiale più grossolano, talora di riporto. Quest'ultimo

è di problematica distinzione essendo spesso proveniente da scavi eseguiti nei medesimi limi sabbiosi di spiaggia.

Nelle parti più settentrionali della spiaggia possono rinvenirsi maggiori frammistioni di materiali sabbiosi provenienti dalle pendici detritiche della vicina collina.

Variazioni locali della litologia, come innanzi descritta, oltre che essere di problematica delimitazione, richiederebbero una mole notevole di dati da acquisire con indagini in sito, così da consentire estrapolazioni significative ai fini cartografici e progettuali.

L'intera area quindi, in via preliminare, può utilmente essere considerata di caratteristiche litologiche mediamente costanti e omogenee, con riferimento alle indicazioni fornite in precedenza.

Queste ultime sono confermate, e in parte derivano, dai dati acquisiti con l'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo di cui lo scrivente ha curato la esecuzione per altro progetto.

Per opportuna documentazione, nelle pagine seguenti si riportano le colonne stratigrafiche di dettaglio di tali sondaggi, eseguiti sulla battigia, in prossimità dell'edificio della Dogana.

SONDAGGIO S1

0,00 m	
-4,50 m	Riporto sabbioso - limoso, di colore bruno - giallastro con inclusioni lapidee eterogenee;
-7,50 m	Sabbia fine, gialla, con ghiaia ben arrotondata;
-15,00 m	Sabbia fine gialla con livello di sabbia limosa da 10,00 a 10,50;
-18,00 m	Argilla grigio-azzurra, debolmente plastica, con veli e patine di sostanza organica e sabbia quarzosa fine, lievemente alterata;
-30,00 m	Argilla grigio azzurra, dura e compatta, con venature e patine grigie di sostanza organica e veli di sabbia quarzosa fine.

SONDAGGIO S2

0,00 m	
-2,00 m	Riporto sabbioso - debolmente limoso, di colore bruno - giallastro con ghiaia eterogenea;
-11,00 m	Sabbia fine, gialla;
-12,50 m	Sabbia fine gialla limosa con ghiaia arrotondata;
-13,50 m	Sabbia gialla, grossa, limosa con ghiaia;
-30,00 m	Argilla azzurra lievemente alterata e debolmente plastica nei primi livelli, dura e compatta, con venature e patine grigio scuro di sostanza organica e veli di sabbia quarzosa fine.

SONDAGGIO S3

0,00 m	
-10,00 m	Sabbia fine gialla con sottili livelli lenticolari di sabbia fine limosa;
-11,90 m	Sabbia media e grossa, limosa con qualche frammento di roccia calcarenitica;
-30,00 m	Argilla azzurra lievemente alterata e debolmente plastica nei primi livelli, dura e compatta, con venature e patine grigio scuro di sostanza organica e veli di sabbia quarzosa fine.

SONDAGGIO S4

0,00 m	
-3,80 m	Riporto eterogeneo, limoso sabbioso, di colore bruno, con ghiaia eterogenea e blocchi di calcestruzzo;
-5,00 m	Limo argilloso di colore verdastro, con elementi lapidei arenaci;
-5,70 m	Alghe e limo nerastro;
-6,50 m	Sabbia fine giallastra;
	Argilla azzurra lievemente alterata e debolmente plastica nei primi livelli, dura e compatta, con

-30,00 m

venature e patine grigio scuro di sostanza organica e veli di sabbia quarzosa fine.

5 - CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.

...omissis...

La progettazione delle opere suddette dovrà evidentemente tenere conto delle indicazioni fornite nelle pagine precedenti, circa la natura e l'assetto strutturale dei terreni di fondazione; indicazioni che possono riassumersi in un modello geolitologico costituito da due livelli sovrapposti: uno superiore, costituito da limi e sabbie limose con resti organici, di variabile spessore; uno inferiore, costituito di argille grigie, variamente sabbiose, di spessore molto elevato e comunque tale da potersi considerare infinito ai fini progettuali.

Questi ultimi terreni saranno quelli che forniranno i piani appoggio di tutte le opere da realizzare.

Resta salva la necessità di eseguire una approfondita campagna di indagini mediante sondaggi e prove in sito che consentirà di verificare le attuali previsioni e di redigere sezioni geologiche di intervento adeguatamente documentate."

1.1.2 Caratterizzazione geotecnica

Prendendo spunto dallo studio geologico riportato sopra, la relazione geotecnica del progetto AGIP (redatta dall'Ing. Giovanni Margiotta) deduce quanto sotto riportato:

" ... omissis...

Ai fini dei calcoli geotecnici illustrati nel seguito, sulla base di quanto innanzi illustrato, sono stati cautelativamente stimati i parametri di resistenza a taglio appresso riportati:

Depositi di spiaggia sommersa

Peso di volume γ	1,90 t/mc
Coesione in condizioni drenate c'	0
Angolo di attrito interno ϕ'	35°

Formazione argillosa di base

Peso di volume γ	2,00 t/mc
Coesione in condizioni drenate c'	1,0 t/mq
Angolo di attrito interno ϕ'	24°
Coesione in condizioni non drenate c_u	15,0 t/mq
Angolo di attrito in cond. non drenate ϕ_u	0

1.2 Campagna di indagini geognostiche del 1992 – Soc. Geotechnital Service.

Nei mesi di marzo ed aprile del 1992, è stata eseguita una campagna di studi geognostici a corredo del progetto AGIP, consistente in:

- 5 sondaggi geotecnici;
- 32 prove penetrometriche discontinue SPT;
- 22 prelievi di campioni indisturbati;
- 4 carotaggi semplici.

I risultati di questa campagna sono stati raccolti in un fascicolo denominato “Porto Rifugio di Gela – Indagine geognostica – sondaggi meccanici e prove in situ per la determinazione delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del fondale del porto”.

Le stratigrafie dei sondaggi sono riportate in appendice alla presente relazione.

1.3 Relazione geotecnica della Soc. Aquater

Sempre a corredo del progetto AGIP è stato, in ultimo, redatto il documento “AGIP – Porto di Gela – Fondazioni molo darsena commerciale e industriale nuovo porto – Relazione geotecnica”, a cura della Soc. Aquater del gruppo Eni.

In sintesi, nella predetta relazione, facendo riferimento alle risultanze degli studi geognostici cui si è brevemente fatto riferimento nel paragrafo precedente, sono state individuate le caratteristiche meccaniche dei terreni in oggetto.

In particolare:

“... omissis...”

L'indagine ha messo in evidenza una stratigrafia omogenea del fondo marino, con due serie litologiche ben distinte, dall'alto verso il basso:

- A) Sabbia fine, talvolta media, debolmente limosa, color grigio nocciola, con rari inclusi ghiaiosi e resti conchigliari. Lo strato è caratterizzato alla base da un livello decimetrico (marker) di passaggio alla formazione sottostante, costituito da arenite o da clasti sciolti arenitici. Lo spessore dello strato aumenta secondo un piano inclinato leggermente irregolare, dalla spiaggia verso il mare aperto, passando da un minimo di 4,65 m (S1) ad un massimo di 23,20 m (S6);
- B) Argilla pliocenica, grigio-azzurra, da molto compatta a dura, con inclusi solfurei e rari livelli ocracei di ossidazione. Nei sondaggi 5 e 6 sono inoltre presenti veli centimetrici di sabbia fine. La potenza di questo strato, indagato fino a 40 m di profondità, è verosimilmente di alcune centinaia di metri."

Dal punto di vista geotecnico, ed utilizzando per comodità di lettura le medesime denominazioni dei litotipi utilizzate dalla relazione geotecnica a firma dell'Ing. Margiotta, i parametri associati ai litotipi individuati sono:

Depositi di spiaggia sommersa

Peso di volume immerso γ'	0,80-0,85 t/mc
Coesione in condizioni drenate c'	0
Angolo di attrito interno ϕ'	36 - 38 - 40°

Formazione argillosa di base

Peso di volume immerso γ'	1,00 t/mc
Coesione in condizioni drenate c'	1,5 t/mq
Angolo di attrito interno ϕ'	26°
Coesione in condizioni non drenate c_u	20,0 t/mq
Angolo di attrito in cond. non drenate ϕ_u	0

1.4 Conclusioni

L'insieme delle indagini descritte, commentate e riepilogate nei paragrafi precedenti si ritengono sufficienti per fornire una prima caratterizzazione dei terreni interessati dalle opere e per definirne un modello geotecnico adeguato in relazione al livello di progetto richiesto.

Ciò premesso, tenuto conto dell'esigenza di adottare parametri prudenziali, data la limitatezza delle indagini disponibili (in relazione all'ampiezza dell'area su cui si sviluppa l'attuale progetto – più estesa da quella relativa al progetto AGIP), si assumono per i terreni in esame i dati riepilogati nel prospetto che segue:

Tipo di terreno	c' (KN/mq)	c_u (KN/mq)	ϕ' (°)	ϕ_u (°)	Γ (kN/mc)	Γ' (kN/mc)
Sabbie in situ	-	-	35,00	35,00	18,00	8,00
Sabbie rimaneggiate	-	-	28,00	28,00	18,00	8,00
Argille di base	10,00	150,00	24,00	-	20,00	10,00

Per sabbie rimaneggiate si intende il terreno sabbioso rimosso per dragaggio dal fondo portuale e inserito alle spalle delle opere di banchina in modo da formare i nuovi terrapieni.

PORTO DI GELA – LAVORI DI COSTRUZIONE NUOVA DARSENA COMMERCIALE, COMPLETAMENTO DELLE BANCHINE INTERNE, ARREDI, IMPIANTI ED ESCAVAZIONI.

*File:R06-
RelaCalcoloBanchine.DOC*

Data emissione: 25/02/2004

Note: EMISSIONE 1

Pag. 14

**- SEZIONE SECONDA -
DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE DI BANCHINA**

2 Strutture di banchina – posizione del problema

Le banchine interne sono ubicate in posizione riparata dal moto ondoso, grazie alla presenza di opportune opere foranee di difesa, pertanto esse non sono soggette a sollecitazioni da moto ondoso.

Sulla scorta delle caratteristiche geotecniche dei terreni riportate nella sezione precedente, si è ritenuta adeguata la soluzione che prevede di realizzare il fronte di banchina mediante diaframma continuo di elementi metallici (palancole) opportunamente tiratati in testa.

Dal punto di vista geotecnico, infatti, l'infissione di detti elementi è compatibile con la natura dei terreni da attraversare, per come essi risultano dalle indagini disponibili.

La soluzione delle palancole, inoltre, presenta velocità d'uso e riduce sensibilmente i movimenti di terra rispetto alla soluzione originaria dei cassoni (progetto AGIP).

Complessivamente, questa soluzione tecnica presenta il miglior compromesso tra costi e prestazioni tecniche.

Dall'analisi infatti dei dati disponibili non emergono reali condizioni di pregiudizio nei riguardi delle soluzioni di banchina a parete piena, anche se nella fase esecutiva è suggeribile effettuare studi di agitazione interna con l'ausilio di modelli matematici appositi.

2.1 Quadro delle azioni esterne sulle banchine

Ormeggi (carichi tipo a e b)

La forza d'ormeggio è dovuta principalmente alle azioni del vento sulla murata della nave accostate, poi trasmesse alla banchina tramite le bitte. Tenendo conto che l'interasse medio delle bitte di progetto è posto pari a 22 m, si assume un tiro orizzontale, ortogonale alle banchine¹, pari a:

¹ G.Matteotti, Lineamenti di costruzioni marittime, SGE-Padova, 1999.

$$T_b = 50 \text{ KN/ml}$$

Terrapieni

Per la valutazione analitica delle spinte corrispondenti si fa ricorso al metodo dell'equilibrio limite globale (Coulomb, 1776). In particolare, per il terrapieno a monte del diaframma, il regime degli spostamenti è quello compatibile con lo stato limite attivo, mentre per quello a valle si considera una aliquota (50%) dello stato limite passivo. I coefficienti di spinta, k_a e K_p , vengono determinati con la formulazione di Muller-Breslau (1924), in cui l'angolo d'attrito terra-muro (δ) è posto pari ai 2/3 dell'angolo d'attrito interno. Il peso unitario del terreno è pari a quello umido, per le quote assolute positive rispetto al l.m.m., ed a quello efficace per la parte immersa.

Sovraccarichi di banchina

Per la loro valutazione analitica si fa sempre ricorso *al metodo dell'equilibrio limite globale*, con regime degli spostamenti compatibile con lo *stato limite attivo*.

Per quanto concerne l'entità del sovraccarico, in accordo con la pratica progettuale corrente, si assume un valore di:

$$q = 60 \text{ KN/mq}$$

uniformemente esteso all'intera superficie utile delle calate. Un valore di sovraccarico ridotto, pari a $q_1^* = 40 \text{ KN/mq}$ si applica sulla verticale dell'opera di banchina ai fini della valutazione del massimo carico in fondazione.

Dislivelli idrici (carichi tipo a e b)

Non si ritiene che possano verificarsi dei significativi dislivelli idrici tra parete esterna ed interna della banchina. Le uniche variazioni repentine sono dovute alle onde di risacca interne al porto, la cui altezza è di lieve entità, e comunque costituiscono un evento transitorio nel tempo e di poca importanza.

Al pari di ciò, non si considera l'effetto della variazione idrica causata dall'escursione della marea, in quanto quest'ultima non supera in nessun caso i 40 cm.


Sisma (carichi tipo a e b)

Sono dovute alla presenza del terrapieno (a), della falda (b) e delle masse inerziali delle strutture esistenti (c), ed ai sovraccarichi di banchina (d).

a) Per quanto concerne il contributo del terreno, in ottemperanza alla normativa vigente per opere in zona sismica viene valutato l'incremento di spinta dovuto al sisma (δs), calcolando un coefficiente di spinta pari a:

$$K_{as} = K' - A \cdot K_a$$

dove:

- $A = \frac{\cos^2 \alpha}{\cos^2 \alpha \cdot \cos \tau}$ 
- α = angolo formato dall'intradosso con la verticale;
- $\tau = \arctg C$, C = coeff. di intensità sismica (0,07);
- $K' =$ coeff. calcolato staticamente per $\varepsilon' = \varepsilon + \tau$ $\beta' = \beta - \tau$

La pressione ottenuta ha un andamento lineare, con valore zero al piede del paramento e massimo in sommità.

b) Per tenere conto dell'incremento o del decremento di spinta dell'acqua per effetto dell'azione sismica si fa riferimento agli effetti delle onde di pressione che si trasmettono in acqua durante il sisma².

Le pressioni si considerano agenti sul paramento di monte sotto forma di incremento di spinta idraulica e sul paramento di valle come decremento della stessa³.

c) Le forze di inerzia degli elementi strutturali, infine, sono valutate per un coefficiente di intensità sismica di 0,07 (2° ctg sismica).

² Westergaard. H.M., Water pressure on dams during earthquakes. Trans. ASCE, vol. 98, 1933;

³ Matsuo H., Ohara. S. , Lateral earth pressure and stability of quay walls during earthquakes. Proc. 2nd World Conference Earthquake Engineering, Japan, vol.1, 1960;

d) Le forze d'inerzia dei sovraccarichi sono quantificate moltiplicando i relativi pesi per il coefficiente di intensità sismica predetto.

Combinazioni di carico.

A vantaggio di sicurezza, si considera la combinazione di carico sismica, con presenza contemporanea di sovraccarico di banchina e nave accostata. Questa condizione è certamente onerosa, ma permette di conseguire un dimensionamento certamente affidabile, che può eventualmente essere ulteriormente affinato nella fase del progetto esecutivo, se necessario per ragione di costi.

2.2 Dimensionamento del diaframma di banchina tipo

Lo schema statico del diaframma di banchina è del tipo infisso al piede e libero in testa. La presenza del tirante viene tenuta in conto mediante un vincolo alla traslazione orizzontale imposto nell'algoritmo matematico utilizzato. Il dimensionamento effettuato tiene conto delle riduzioni di sezione cui è sottoposto l'acciaio per effetto della corrosione salina provocata dalla perdurante esposizione agli agenti corrosivi atmosferici, nell'ipotesi di un tempo di vita della struttura non inferiore a 50 anni.

Il profilo metallico adottato è della lunghezza complessiva pari a 19,00 m, dei quali 10,00 m infissi nel fondo, 8,00 m immersi sotto il l.m.m, ed 1,00 m svettante fuori falda, ed immerso nel getto di cls costituente il ciglio di banchina arredato. Il tirante in acciaio viene collegato alla palanca proprio in quest'ultimo metro fuori falda.

L'ancoraggio di valle è costituito da un ulteriore profilo di palanca, della medesima tipologia di quella usata per il fronte di banchina (per semplicità esecutiva), ma della lunghezza complessiva di 9,00 m.

A seguire sono riportate le verifiche di stabilità sul profilo metallico adottato per il fronte di banchina.

Verifiche del profilo nei riguardi della stabilità.

Il calcolo del diaframma come sopra definito è stato eseguito con l'ausilio di un software specifico denominato **CDBWin**, edito dalla **STS Srl**, di cui l'Ufficio possiede la licenza n° **10078**. La procedura di calcolo adottata dal codice è descritta in appendice.

La soluzione ottimale è stata conseguita adottando un profilo composito costituito da un profilo metallico a greca, alternato ad uno a doppio T (scelto tra quelli esistenti in commercio) con le seguenti caratteristiche:

- acciaio classe S 355 GP⁴;
- peso > 315 Kg/mq di diaframma;
- momento d'inerzia $J_x = 520000 \text{ cm}^4/\text{m}$;
- modulo di resistenza $W_x = 10435 \text{ cm}^3/\text{m}$;
- sezione $\approx 400 \text{ cmq}/\text{mq}$ di diaframma;
- $L_{\text{tot}} = 19,00 \text{ ml}$.

Per la condizione di carico studiata si sono ottenuti i risultati riportati in appendice. I valori massimi sono:

$$\mathbf{N_{\text{max}} = 272,90 \text{ KN/ml}}$$

$$\mathbf{T_{\text{max}} = 762,82 \text{ KN/ml}}$$

$$\mathbf{M_{\text{max}} = 2419,63 \text{ KNm/ml}}$$

$$\mathbf{T(\text{tirante}) = 762,82 \text{ KN/ml}}$$

In considerazione dell'andamento dei momenti è possibile limitare la lunghezza dei soli profili a Z a m 15,00 mantenendo quella dei profili ad H a m 19,00.

I tabulati completi del calcolo sono esposti in appendice.

⁴ Classificazione secondo le norme DIN EN 10248 – sezione 1.

Tenuto conto del modulo di resistenza espresso dal profilo adottato, e dal valore di tensione ammissibile adottato per l'acciaio (S 355 GP – norma EN 10248, equivalente a: Fe 510 B – norma UNI 7070 – A 572 Gr50 norma ASTM), i valori massimi di tensione sul profilo valgono:

$$\sigma_{\max} = 231,87 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 19,00 \text{ N/mm}^2$$

Per quanto sopra, la palanca è integralmente verificata.

Verifica del profilo nei riguardi della corrosione

Imponendo un tempo di vita per la struttura pari a 50 anni, ed adottando per le verifiche la norma europea ENV 1993:5-1997, tab.F2, che distingue la zona di attacco massimo (bagnasciuga) da quella ad immersione permanente, si ha:

Zona di attacco massimo

In mancanza di rilevazioni dirette in situ, si accetta una corrosione pari a 0,075 mm/anno dal lato a contatto col mare, e 0,024 mm/anno lato terra. Ciò premesso, nel corso dei 50 anni si accumuleranno complessivi 4,95 mm di corrosione, dei quali 3,75 mm dal lato esterno ed 1,20 mm da quello interno.

Il modulo di resistenza a 50 anni, calcolato sullo spessore residuo del profilo, vale:

$$W_x(50) = 9392 \text{ cm}^3/\text{m}$$

per cui il momento massimo ammissibile residuo vale:

$$\sigma_{\max} = 257,60 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 21,11 \text{ N/mm}^2$$

Detto momento corrisponde alla sezione superiore della palanca, ovvero quella immersa nel dado in c.a., pertanto la tensione calcolata è effettivamente assorbita solo in

parte dalla palanca. Ciò significa che il dato fornito non deve lasciar intendere ad una difficoltà di resistenza della palanca ai 50 anni. Essa risulta, per i ragionamenti riportati prima, perfettamente adeguata alle sollecitazioni imposte.

Zona di immersione permanente

Si accetta una corrosione pari a 0,035 mm/anno dal lato a contatto col mare, e 0,024 mm/anno lato terra. Ciò premesso, nel corso dei 50 anni si accumuleranno complessivi 2,95 mm di corrosione, dei quali 1,75 mm dal lato esterno ed 1,20 mm da quello interno.

Il modulo di resistenza a 50 anni, calcolato sullo spessore residuo del profilo, sarà pertanto superiore a quello calcolato per la zona del bagnasciuga, quindi la sicurezza è ovunque maggiormente garantita.

Dai calcoli sopra esposti si deduce che non è necessario provvedere a trattamenti protettivi di superficie per prevenire o rallentare la corrosione.

2.3 Verifica del tirante di ancoraggio

Il tirante è del tipo a sezione circolare piena, d'acciaio tipo S 355 GP, in elementi da giuntare attraverso manicotti filettati in acciaio.

I tiranti, alle estremità, si congiungono alle palancole attraverso opportune inserzioni entro il profilato ad H, mediante l'uso di elementi metallici comunemente disponibili sul mercato, sotto forma di prodotti accessori dei tiranti in parola.

Il calcolo consiste nel dimensionare la sezione d'acciaio del tirante, fissato l'interasse, che deve essere necessariamente pari a 1790 mm o multipli di esso.

Tenuto conto che la tensione trasmessa al tirante vale:

$$T1=762,00 \text{ KN/ml}$$

che a questo contributo occorre aggiungere il tiro alla bitta, pari a:

$$T2=50,00 \text{ KN/ml}$$

che la somma di questi contributi deve essere rapportata all'effettivo interasse, pari a 1,79 m, si ottiene:

$$T = (762,00+50,00)*1,79 = 1455 \text{ KN}$$

L'elemento da adottare deve avere almeno una sezione da 5 1/4", pari a 130 mm di diametro, capace di assorbire in sicurezza 1725 KN.

Il peso dell'elemento vale 105 kN/ml.

2.4 Dimensionamento dell'ancoraggio nel terrapieno

L'ancoraggio della palancola viene realizzato mediante l'uso di elementi analoghi a quelli già utilizzati per il fronte di banchina, ma della lunghezza complessiva pari a 6,00 m.

Detta parete metallica è interamente interrata, e su di essa gli sforzi vengono trasmessi puntualmente dai tiranti di cui al precedente paragrafo.

Il valore di tale sforzo, per ml, vale appunto:

$$T = 812 \text{ KN/ml}$$

Il terreno in cui il profilo è immerso, a vantaggio di sicurezza, viene considerato tutto sabbioso di riporto, anche se, in effetti, in molti punti ciò non risulta vero, essendo i fondali attuali inferiori.

La modellazione agli elementi finiti conduce ad uno quadro delle sollecitazioni che è allegato interamente a seguire. Dall'analisi della tabella si deduce che, dal punto di vista delle sollecitazioni il profilo adottato (analogo a quello del paramento di banchina) è verificato. L'utilizzo di profili diversi, dotati di momento di inerzia inferiore, dettrminerebbero cedimenti non accettabili.

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg·m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	0,50	566 82800	184 26903	-5210	-6929	0 142
2	1,50	82800 -8042	26903 -2613	-26052	-32841	142 14810
3	2,00	-8042 -9829	-2613 -3194	-33457	-30894	14810 7439
4	3,00	-9829 -13403	-3194 -4355	-40896	-25838	7439 -5964
5	4,00	-13403 -13916	-4355 -4522	-34931	-19537	-5964 -19881
6	5,00	-13916 4830	-4522 1569	-15051	-16115	-19881 -15051
7	6,00	4830 30101	1569 9781	0	-22890	-15051 0

Le verifiche sono pertanto soddisfatte in tutte le condizioni, essendo le sollecitazioni di quasi un ordine di grandezza inferiore a quelle del paramento di banchina calcolato in precedenza.

Per consentire l'infissione sui fondali esistenti, nelle more dell'esecuzione del riempimento con materiale proveniente dal dragaggio, e per tenere conto della variabilità degli stessi, la lunghezza della paratia di palancole sarà di m 9,00.

2.5 Nuovi terrapieni

I nuovi terrapieni saranno realizzati con terreno di riporto proveniente dai dragaggi.

Trattandosi di terreni a grana grossa prevalentemente attritivi, i cedimenti indotti dai sovraccarichi sono esauriti nel transitorio iniziale, già nella fase della rullatura meccanica. Tuttavia, la presenza di argille piloceniche nel substrato fondazionale dei terrapieni conduce alla necessità di eseguire opportune verifiche volte ad accertare la compatibilità dei movimenti verticali prodotti dai sovraccarichi con la natura delle opere da realizzare.

Ciò premesso, si riporta a seguire l'analisi dei cedimenti eseguita nell'ambito del documento redatto dalla Soc. Aquater, di cui è già riferito, basato proprio sulla valutazione dei comportamenti delle citate argille. Detti risultati sono ritenuti compatibili con il livello di approfondimento del progetto.

“5. CEDIMENTI

Dati il tipo di stratigrafia incontrata, le ottime caratteristiche di resistenza al taglio dei due strati di terreno e il modesto incremento di carico trasmesso dal molo, le verifiche di stabilità forniranno verosimilmente fattori di sicurezza elevati.

Deve invece essere verificata la compatibilità dei cedimenti attesi con il tipo di struttura che sarà adottato per il molo (leggasi terrapieno –n.d.r.).

Non conoscendo i carichi che il molo trasmetterà ai terreni di fondazione, in appendice è stato eseguito un calcolo dei cedimenti avente lo scopo di esemplificare l'impiego dei parametri forniti al cap.4. (formulazioni per il calcolo dei vari cedimenti nelle argille).

E' stata presa in considerazione la banchina interessata dal sondaggio S5, di larghezza 40m e lunghezza 160m.

Si è assunta un'altezza della scogliera di 6,00m circa sotto il livello medio mare con peso di volume immerso 1,00 t/mc e di 2,00 m sopra il l.m.m. con peso di volume 2,20 t/mc.

Incremento di carico trasmesso al terreno di fondazione: $q=10,4$ t/mq.

Si sono ottenuti i seguenti cedimenti al centro della banchina in questione:

- a) cedimento dello strato di sabbia: $S_s = 2,86$ cm
- b) cedimento immediato dell'argilla: $S_i = 7,39$ cm
- c) cedimento di consolidazione dell'argilla: $S_c = 7,45$ cm.

I cedimenti di tipo a) e b) avvengono nel corso della costruzione e non hanno quindi rilevanza pratica.

... omissis...

Essendo l'entità del cedimento di consolidazione modesta in rapporto al tipo di struttura (presumibilmente a scogliera) e tenendo conto che un quarto circa del cedimento si esaurirà comunque nel corso della costruzione (ipotizzando un tempo di costruzione non inferiore ai due anni), riteniamo che non si debba ricorrere a nessun intervento di accelerazione del cedimento di consolidazione.

Il cedimento secondario dell'argilla risulta insignificante."

A completamento di quanto detto sopra, si rileva che il cedimento a lungo termine successivo all'entrata in esercizio del porto potrebbe assommare a circa 5,59 cm.

Tale valore non sembra particolarmente importante, e comunque può essere in parte compensato da una lieve ricarica del terrapieno in fase di costruzione. Questo accorgimento consiste nell'eseguire il terrapieno più alto della esatta sagoma di progetto in misura pari a circa 3 cm. Detto "fuori sagoma" verrà poi riassorbito nel tempo dal citato cedimento dell'argilla fino al rientro completo nella sagoma di progetto. Tali valutazioni saranno approfondite in sede esecutiva.

PORTO DI GELA – LAVORI DI COSTRUZIONE NUOVA DARSENA COMMERCIALE, COMPLETAMENTO DELLE BANCHINE INTERNE, ARREDI, IMPIANTI ED ESCAVAZIONI.

File:R06-
RelaCalcoloBanchine.DOC

Data emissione: 25/02/2004

Note: EMISSIONE 1

Pag. 26

- SEZIONE TERZA -
VERIFICHE GEOTECNICHE SULLE OPERE FORANEE

3 Verifiche geotecniche sulle opere foranee – posizione del problema

Per le verifiche geotecniche finalizzate alla determinazione del coefficiente di sicurezza alla stabilità globale delle opere foranee, si fa riferimento agli studi svolti per l'occasione all'interno del progetto AGIP, che a seguire vengono interamente riportati.

“ ...omissis...

4 - CALCOLI GEOTECNICI

Nel presente capitolo si illustrano i risultati dei calcoli geotecnici finalizzati alla verifica della stabilità globale del complesso molo-terreni di fondazione.

I calcoli di verifica della stabilità sono stati eseguiti con riferimento al lato interno del molo, nel tratto banchinato (Figg. 4.1 - 4.6); tale tratto si ritiene sia, certamente, rappresentativo delle condizioni di esercizio più gravose in quanto l'opera raggiunge la massima altezza sul piano di fondazione e per la presenza del rilevante carico costituito dai cassoni di banchina (la mutata scelta della configurazione di banchina – palancole in luogo dei cassoni – migliora ulteriormente le condizioni di sicurezza – n.d.r.).

Per quanto riguarda la successione stratigrafica dei terreni si è fatto riferimento ai risultati dello studio geologico; per quanto attiene gli spessori dei depositi di spiaggia sono state prese in considerazione tre diverse condizioni, pari a 2,0 - 7,0 e 12,0 m, ritenute rappresentative delle configurazioni stratigrafiche.

I calcoli sono stati eseguiti con riferimento alle sollecitazioni statiche, rappresentative delle condizioni di esercizio, e a quelle dinamiche, queste ultime rappresentative delle sollecitazioni dovute ad un eventuale sisma.

Nelle verifiche relative alle sollecitazioni statiche, per le argille della formazione, si è fatto riferimento ai parametri di resistenza a taglio in condizioni drenate rappresentative del

comportamento di terreni a grana fina sottoposti a sollecitazioni di lunga durata.

Per le verifiche relative alle sollecitazioni dinamiche dovute a sisma, per le stesse argille della formazione, si è fatto riferimento ai parametri di resistenza a taglio in condizioni non drenate, rappresentative del comportamento dei terreni a grana fina sottoposti a sollecitazioni di breve durata.

Si ritiene opportuno sottolineare che per quanto riguarda i materiali a grana grossa, quali le sabbie dei depositi di spiaggia e i materiali da costruzione dei molo (tout venant, pietrame), la resistenza a taglio non dipende dalla velocità di applicazione del carico, poiché la elevata permeabilità di tali terreni consente la rapida dissipazione delle sovrappressioni neutre, dovute alla applicazione del carico stesso.

Per tali terreni e per i materiali da costruzione si è, quindi, sempre fatto riferimento ai parametri di resistenza a taglio in condizioni drenate.

Per i terreni e i materiali posti al di sotto del livello del mare si è tenuto conto della spinta idrostatica.

Nei calcoli in condizioni statiche si è, cautelativamente, tenuto conto della presenza di un sovraccarico distribuito sul piano del molo, pari a 2,0 t/mq.

Nei calcoli in condizioni dinamiche si è tenuto conto delle sollecitazioni sismiche relative alle zone di 2° ctg.

I calcoli di verifica sono stati eseguiti con il metodo noto nella letteratura tecnica come "Bishop semplificato". Tale metodo rientra fra quelli che vengono indicati come "metodi all'equilibrio limite".

...omissis (spiegazione del metodo – vedi letteratura specifica)...

I risultati dei calcoli eseguiti, in condizioni statiche e in condizioni dinamiche, sono illustrati nei grafici delle innanzi citate figg. 4.1 - 4.6, nelle quali sono riportati:

- la sezione adottata per i calcoli;
- le coordinate dei centri di rotazione delle superfici circolari di scivolamento prese in esame;
- i coefficienti di sicurezza minimi corrispondenti a ciascun centro di rotazione e il valore del raggio relativo;
- l'inviluppo delle superfici caratterizzate dai valori minimi dei coefficienti di sicurezza per ciascun centro di rotazione;
- la traccia della superficie circolare caratterizzata dal valore minimo assoluto del coefficiente di sicurezza e i relativi dati caratteristici;

Dall'esame delle figure innanzi citate, si rileva che i coefficienti di sicurezza minimi ottenuti, sia in condizioni statiche (1,33) che in condizioni dinamiche (1,35) sono superiori al valore minimo prescritto dalla normativa pari a 1,30. Il molo nell'assetto globale si presenta pertanto stabile.”

Le figure citate in precedenza nel testo riportato dal progetto AGIP sono riportate in appendice.

4 Appendici

4.1 Stratigrafie dei terreni attraversati

Le stratigrafie sono tratte dalle indagini geognostiche a corredo del progetto AGIP eseguite dalla Geotechnical Service.



geotechnical service s.n.c.

Indagini geognostiche e sondaggi

LOC. CAMPOTRENTINO 47 TRENTO ☎ 0461/823183 - TELEFAX 0461/824874

COMMITTENTE AQUATER

PROGETTO PORTO GELA

LOCALITÀ GELA

RIF. DISEGNI

SONDAGGIO N. S1

SCALA 1 : 100

SUPERVISORE: DOTT. DODDI GIOVANNI

SONDATORE: GIUNTA V.

TIPO DI SONDA: PX 600

Cura	Tipo di carot. e Ø mm.	Rivestimento e Ø mm.	Profondità m.	Legenda	DESCRIZIONE LITOLOGICA	Perc. carotaggio	R.Q.D. %	Campioni		Standard Penetration Test					Profondità scendagl. m.	Profondità carotata m.	Lunghezza campione cm.	Kg/cm ² Pocket Pen.	Kg/cm ² Vane Test	Quota falda m.	Piezometro	Permeabilità	NOTE ED OSSERVAZIONI
								Rimaneggiati No. e profondità	Indisturbati No. e profondità	N. Colpi	0 - 15 cm.	15 - 30 cm.	30 - 45 cm.	Punta chiusa									
	Ø 101	Ø 127	1		Sabbia fine e media, da avana a nocciola, debolmente limosa alla base (3.90 ÷ 4.50) con rara ghiaia poligenica subarrotondata (Ø max 50 mm).	100		0.50 CR1															
			2					0.80															
			3					3.00 CR2															
			4					3.20															
			4.50																				
			4.65																				
			5		Ghiaia arenacea grossa (Ø max 55 mm) grigia da subangolare a subarrotondata.	100		6.00															
			6					S1															
			7					6.70															
			8																				
			9																				
			10																				
			11					10.7															
			12					S2															
			13					10.9															
			14					12.0															
			15					S3															
			16		Argilla grigio azzurra grigio verdastra, a tratti debolmente limosa, con numerosi inclusi carboniosi submillimetrici (da m 12.00) e rari frammenti conchigliari. Sono presenti rari livelli subcentimetrici di ghiaia monogenica subangolare (Ø max 75 mm).	100		12.7															
			17																				
			18					15.0															
			19					S4															
			20					15.7															
			21																				
			22					18.0															
			23					S5															
			24					18.7															
			25																				
			26					24.0															
			27					S6															
			28					24.7															
			29					27.0															
			30					S7															
								27.7															

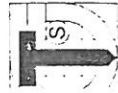
27.03.92

28.03.92

CR = CAMPIONI RIMANEGGIATI

9.00 ÷ 9.70 SHELBY
NON RIUSCITO

21.00 ÷ 21.70 SHELBY
NON RIUSCITO.



geotecnical service s.n.c.
 indagini geognostiche e sondaggi
 C. CAMPO TRENTINO 47 TRENTO TEL 0461/823183 - TELEFAX 0461/824874

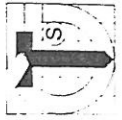
COMMITTENTE AQUATER
 PROGETTO
 LOCALITÀ GELA
 RIF. DISEGNI

SONDAGGIO N. S2
 SCALA 1 : 100

IPERVISORE: DOTT. DODDI GIUNTA SONDATORE: TIPO DI SONDA: PX 600 WIRTH

Tipo di carot. e Ø mm.	Profondità m.	Legenda	DESCRIZIONE LITOLOGICA	Perc. carotaggio	R.Q.D. %	Campioni		Profondità carotata m.	Profondità scandagl. m.	Standard Penetration Test				Punta chiusa	Punta aperta	Lunghezza campione cm	Kg/cm² Pocket Pen.	Kg/cm² Vane Test	Quota falda m.	Piezometro	Permeabilità	NOTE ED OSSERVAZIONI
						No. e profondità	Indisurbati No. e profondità			0 - 15 cm.	15 - 30 cm	30 - 45 cm										
Ø 101	1		Sabbia fine e media colore nocciola.			CR1 0.30		1.5	4	4	5		*									
Ø 127	2		Sabbia media e grossa nocciola con rada ghiaia poligenica arrotondata (Ø max 10 mm) e qualche ciottolo.			2.0 CR2 2.2		3.0	2	3	4		*									
	4		Sabbia da media a fine grigio - nocciola.			5.0 CR3 5.3		4.5	6	12	17		*									
	6.1		Livello arenaceo					6.0	14	16	12		*			6.1						
	7		Argilla grigia.													1.7	2.3					
	7.50		Sabbia media limo argillosa con ghiaia arenacea grossa e livelli centimetrici di arenaria.														7.0					
	8																					
	9		Termine sondaggio m 7.50.																			
	10																					
	11																					
	12																					
	13																					
	14																					
	15																					
	16																					
	17																					
	18																					
	19																					
	20																					
	21																					
	22																					
	23																					
	24																					
	25																					
	26																					
	27																					
	28																					
	29																					
	30																					

BATTENTE D'ACQUA m 3.40



geotechnical service s.n.c.
 indagini geognostiche e sondaggi

LOC CAMPOTRENTINO 47 TRENTO ☎ 0461/823183 - TELEFAX 0461/824874

COMMITTENTE AQUATER
 PROGETTO GELA
 LOCALITÀ
 RIF. DISEGNI

SONDAGGIO N. S3
 SCALA 1 : 100 F06L10 2

SUPERVISORE: DOTT. DODDI - DOTT. MILIZIA

GIUNTA - BRUNO

TIPO DI SONDA:

PX 600 WIRTH

Data	Tipo di carot. e Ø mm.	Rivestimento e Ø mm.	Profondità m.	Legenda	DESCRIZIONE LITOLOGICA	Perc. carotaggio	R.Q.D. %	Campioni		Standard Penetration Test			PROVE IN SITU ED IDRAULICHE		Vane Test Kg/cm²	Quota falda m.	Piezometro	Permeabilità	NOTE ED OSSERVAZIONI		
								No. e profondità	Indisturbati	Profondità scandagl. m	Profondità carotata m	0 - 15 cm.	15 - 30 cm.	30 - 45 cm.						Punta chiusa	Punta aperta
13	Ø		1																		
04	Ø 101	127	2		(Come sopra)			31.5							4.0	>2.4					
			3		Argilla grigio - azzurra debolmente limo			S6							4.5	>2.4					
			4		sa con rari resti conchigliari e tracce			32.2							4.5	>2.4					
			5		di solfuri.			34.5							4.0	>2.4					
			6					S7							3.8	2.4					
			7					35.2							4.5	>2.4					
			8												4.2	>2.4					
			9												4.1	>2.4					
			10												4.2	>2.4					
			40.8												4.4	>2.4					
			11		Termine sondaggio m 40.00.																
			12																		
			13																		
			14																		
			15																		
			16																		
			17																		
			18																		
			19																		
			20																		
			21																		
			22																		
			23																		
			24																		
			25																		
			26																		
			27																		
			28																		
			29																		
			30																		

SHELBY 37.5 ÷ 38.2
 FUSTELLA VUOTA

4.2 Diaframma elastico: algoritmo di calcolo adottato.

Il diaframma è una struttura deformabile, per cui in funzione degli spostamenti che assume è in grado di mobilitare pressioni dal terreno circostante.

Nella trattazione classica per determinare le spinte sul tratto infisso della paratie si ipotizza che il terreno circostante sia in condizioni di equilibrio limite, per cui, ipotizzata una deformata, si possono determinare le zone attive e passive del terreno e le relative pressioni.

Questo modo di procedere dà buoni risultati nei problemi di progetto e nel caso si vogliano determinare dei valori globali di sicurezza mentre non permette di valutare con buona approssimazione i diagrammi delle sollecitazioni.

Inoltre un grande limite è rappresentato dal fatto che i metodi classici non permettono di tenere in conto la presenza di più di un tirante.

Un modo più moderno di affrontare il problema dell'equilibrio delle paratie è quello di utilizzare delle tecniche di soluzione più generali quali quello degli elementi finiti.

L'algoritmo di soluzione utilizzato nel programma si può riassumere nei seguenti passi principali:

- discretizzazione della paratia con elementi trave elastici;
- modellazione dei tiranti con molle elastiche che reagiscono solo nel caso la paratia si allontani dal terreno (tiranti o sbatacchi);
- modellazione del terreno in cui è infissa la paratia con molle non lineari con legame costitutivo di tipo bilatero;
- algoritmo di soluzione per sistemi di equazioni non lineari che utilizza la tecnica della matrice di rigidezza secante;
- calcolo degli spostamenti della paratia, in particolare gli spostamenti dei tiranti e del fondo scavo che danno preziose informazioni sulla deformabilità del sistema terreno – paratia;

- calcolo delle sollecitazioni degli elementi trave (taglio, momento);
- calcolo delle pressioni sul terreno dove e' infissa la paratia.

Per eseguire il calcolo si discretizza la paratia in n-1 conci di trave connessi ad n nodi. Si calcola quindi la matrice di rigidezza elementare del concio e quindi si esegue l'assemblaggio della matrice globale. Ogni nodo presenta due gradi di libertà (spostamento trasversale e rotazione), quindi avremo in totale $2 \cdot n$ gradi di libertà globali.

La matrice di rigidezza assemblata di dimensioni $(2n \times 2n)$ risulta non invertibile in quando la struttura ammette moti rigidi.

I moti rigidi e quindi la labilità della struttura vengono eliminati modellando il terreno in cui la paratia risulta infissa ed i tiranti.

Sia il terreno che i tiranti vengono modellati con delle molle i cui valori di rigidezza vengono sommati agli elementi diagonali della matrice globale. I tiranti hanno un legame costitutivo unilatero.

Per la rigidezza del terreno si adotta la notazione: (Bowles - Fondazioni pag.649)

$$K = 40 * (c \cdot N_c + 0.5 \cdot g \cdot 1 \cdot N_g) + 40 * (g \cdot N_q \cdot z)$$

Con: c coesione, g peso specifico efficace, N_c , N_q , N_g coefficienti di portanza, z quota infissione)

Il legame costitutivo pressione terreno - spostamento v della paratia si assume di tipo non lineare bilatero:

$$v_l = 1.5 \text{ cm spostamento limite elastico}$$

$$P_p = \text{pressione passiva}$$

$$P_u = \min (u_l \cdot K, P_p) \text{ pressione massima sopportata dal terreno}$$

$$K \cdot v \leq P_u \text{ fase elastica}$$

$$P(v) = P_u \text{ se } K \cdot v > P_u \text{ fase plastica}$$

Il sistema non lineare risolvibile risulta quindi:

$$K(v) \text{ matrice secante } F = \text{forze nodali}$$

$$F = K(v) v$$

$$v_i = \text{inv} (K(v_{i-1}) F \quad i=0 \dots n$$

Risolto iterativamente il sistema non lineare si ottengono gli spostamenti nodali e quindi pressioni, sollecitazioni e forze ai tiranti.

4.2.1 Tabulati di calcolo: dati generali

D A T I G E N E R A L I
Tipo diaframma : A SBALZO
Moto di filtrazione: ASSENTE
Coeff. di riduzione del coefficiente di spinta passiva : 2,0000
Tipo di paratia : NON IN C.A.
P A R A M E T R I D I C A L C O L O
Reazione a monte per il diaframma a sbalzo: DISTRIBUITA

G E O M E T R I A D I A F R A M M A
Momento di inerzia paratia [m ⁴] : 0,00520000
Peso al metro della paratia [kg/ml] : 315,00
Modulo elastico paratia [kg/cm ²] : 2100000,00
Quota estradosso terrapieno [m] : 0,00
Spessore terrapieno [m] : 12,50
Profondita' di infissione [m] : 8,00
Quota falda di monte [m] : 2,50
Quota falda di valle [m] : 2,50
Inclinazione terrapieno di monte [°] : 0,0000
Inclinazione terrapieno di valle [°] : 0,0000
Distanza terrapieno orizzontale [m] : 0,50
Passo di discretizzazione [m] : 1,00
Rigidezza alla trasl. orizz. [t/m] : GRADO DI LIBERTA' BLOCCATO

File:R06- RelaCalcoloBanchine.DOC	Data emissione: 25/02/2004	Note: EMISSIONE 1	Pag. 34
--------------------------------------	----------------------------	-------------------	---------

STRATIGRAFIA								
Strato N.ro	Spess. m	Coes. kg/cm ²	Rapp. ader/co	Ang.attr Grd	Peso spec kg/m ³	Peso effic kg/m ³	Attr. terra-muro	Descrizione
1	7,00	0,000	0,500	28,00	1300	800	18,00	Sand fill
2	8,00	0,000	0,500	35,00	1800	800	5,00	Sand
3	20,00	0,100	0,500	24,00	2000	1000	16,00	Clay

CARICHI DIRETTI		
N.ro	Quota m	Carico kg/m
1	2,50	1041,00
3	4,72	918,00
5	6,94	776,00
7	9,17	601,00
9	11,39	347,00

CARICHI DIRETTI		
N.ro	Quota m	Carico kg/m
2	3,61	982,00
4	5,83	850,00
6	8,06	694,00
8	10,28	491,00
10	12,50	0,00

SOVRACCARICHI	
Sovraccarico uniform. distrib. sul terrapieno [kg/m ²]:	4000,00
Distanza del sovraccarico distrib. dalla paratia [m] :	0,50
Sovraccarico lineare sul terrapieno [kg/m]:	0,00
Distanza del sovraccarico lineare dalla paratia [m] :	0,00
Coeff. sismico orizzontale :	0,0700
Forza verticale concentrata sulla paratia [kg] :	0
Eccentricita' forza verticale dalla mezzeria paratia [m] :	0,00
Forza orizzontale concentrata sulla paratia [kg] :	0
Sovraccarico uniform. distrib. terrap. valle [kg/m ²]:	0,00

COEFF. DI SPINTA				
N.ro	Quota m	Ka	Kas	Kp
1	1,00	0,32185	0,04814	5,01963
2	2,00	0,32185	0,04814	5,01963
3	2,50	0,32185	0,04814	5,01963
4	3,50	0,32185	0,04814	5,01963
5	3,61	0,32185	0,04814	5,01963
6	4,61	0,32185	0,04814	5,01963
7	4,72	0,32185	0,04814	5,01963
8	5,72	0,32185	0,04814	5,01963
9	5,83	0,32185	0,04814	5,01963
10	6,83	0,32185	0,04814	5,01963
11	6,94	0,32185	0,04814	5,01963

File:R06- RelaCalcoloBanchine.DOC	Data emissione: 25/02/2004	Note: EMISSIONE 1	Pag. 35
--------------------------------------	----------------------------	-------------------	---------

12	7,94	0,26039	0,03877	4,39137
13	8,06	0,26039	0,03877	4,39137
14	9,06	0,26039	0,03877	4,39137
15	9,17	0,26039	0,03877	4,39137
16	10,17	0,26039	0,03877	4,39137
17	10,28	0,26039	0,03877	4,39137
18	11,28	0,26039	0,03877	4,39137
19	11,39	0,26039	0,03877	4,39137
20	12,39	0,26039	0,03877	4,39137
21	12,50	0,26039	0,03877	4,39137

PRESSIONI RISULTANTI E SOLLECITAZIONI						
N.ro	Quota m	Pr Kg/m	Pv Kg/m	Mf Kg·m/m	N Kg/m	Tg Kg/m
1	1,00	3904 8439	1268 2742	-168767	-2320	-76282 -70110
2	2,00	8439 9455	2742 3072	-103130	-5542	-70110 -61164
3	2,50	9455 8887	3072 2888	-73695	-7273	-61164 -56578
4	3,50	8887 8029	2888 2609	-21346	-10170	-56578 -48120
5	3,61	8029 8046	2609 2614	-16101	-10492	-48120 -47236
6	4,61	8046 8199	2614 2664	27073	-13446	-47236 -39113
7	4,72	8199 8216	2664 2669	31326	-13774	-39113 -38210
8	5,72	8216 8364	2669 2718	65391	-16783	-38210 -29921
9	5,83	8364 8380	2718 2723	68632	-17116	-29921 -29000
10	6,83	8380 8522	2723 2769	93406	-20177	-29000 -20549
11	6,94	8522 8325	2769 2705	95616	-20517	-20549 -19622
12	7,94	8325 8215	728 719	111103	-21546	-19622 -11352
13	8,06	8215 8228	719 720	112406	-21670	-11352 -10366
14	9,06	8228 8321	720 728	118635	-22709	-10366 -2092

PORTO DI GELA – LAVORI DI COSTRUZIONE NUOVA DARSENA COMMERCIALE, COMPLETAMENTO DELLE BANCHINE INTERNE, ARREDI, IMPIANTI ED ESCAVAZIONI.

File:R06- RelaCalcoloBanchine.DOC	Data emissione: 25/02/2004	Note: EMISSIONE 1	Pag. 36
--------------------------------------	----------------------------	-------------------	---------

15	9,17	8321 8331	728 729	118815	-22824	-2092 -1176
16	10,17	8331 8408	729 736	115806	-23871	-1176 7194
17	10,28	8408 8417	736 736	114963	-23987	7194 8119
18	11,28	8417 8464	736 740	102624	-25040	8119 16560
19	11,39	8464 8469	740 741	100751	-25156	16560 17491
20	12,39	8469 8333	741 729	79060	-26206	17491 25892
21	12,50	8333 8318	729 728	76161	-26321	25892 24728
22	13,50	8318 -1676	728 -147	49354	-27290	24728 25132
23	14,50	-1676 -3352	-147 -293	24222	-27312	25132 22618
24	15,00	-3352 -5373	-293 -470	12913	-27205	22618 18588
25	16,00	-5373 -7071	-1541 -2028	-5674	-24966	18588 11516
26	17,00	-7071 -8770	-2028 -2515	-17191	-21996	11516 2746
27	18,00	-8770 -10468	-2515 -3002	-19937	-18295	2746 -7722
28	19,00	-10468 -2594	-3002 -744	-12216	-15237	-7722 -10316
29	20,00	-2594 8687	-744 2491	-1900	-16053	-10316 -3800
30	20,50	8687 15200	2491 4358	0	-18546	-3800 0

FIG. 4.1

Risultati dei calcoli di verifica della stabilità in condizioni statiche per spessore dei depositi sabbiosi H = 2.0 m

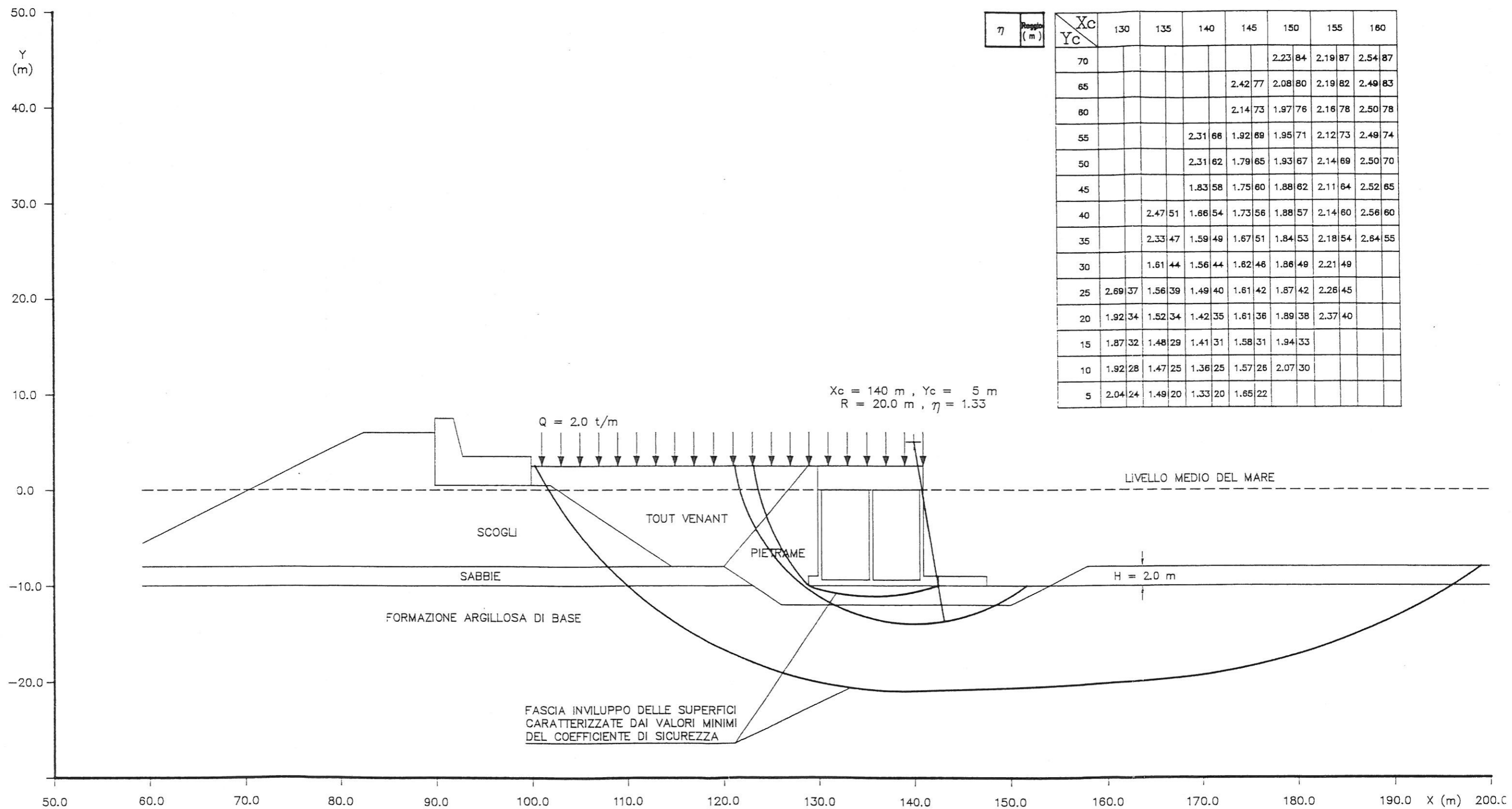


FIG. 4.2

Risultati dei calcoli di verifica della stabilità in condizioni sismiche per spessore dei depositi sabbiosi H = 2.0 m

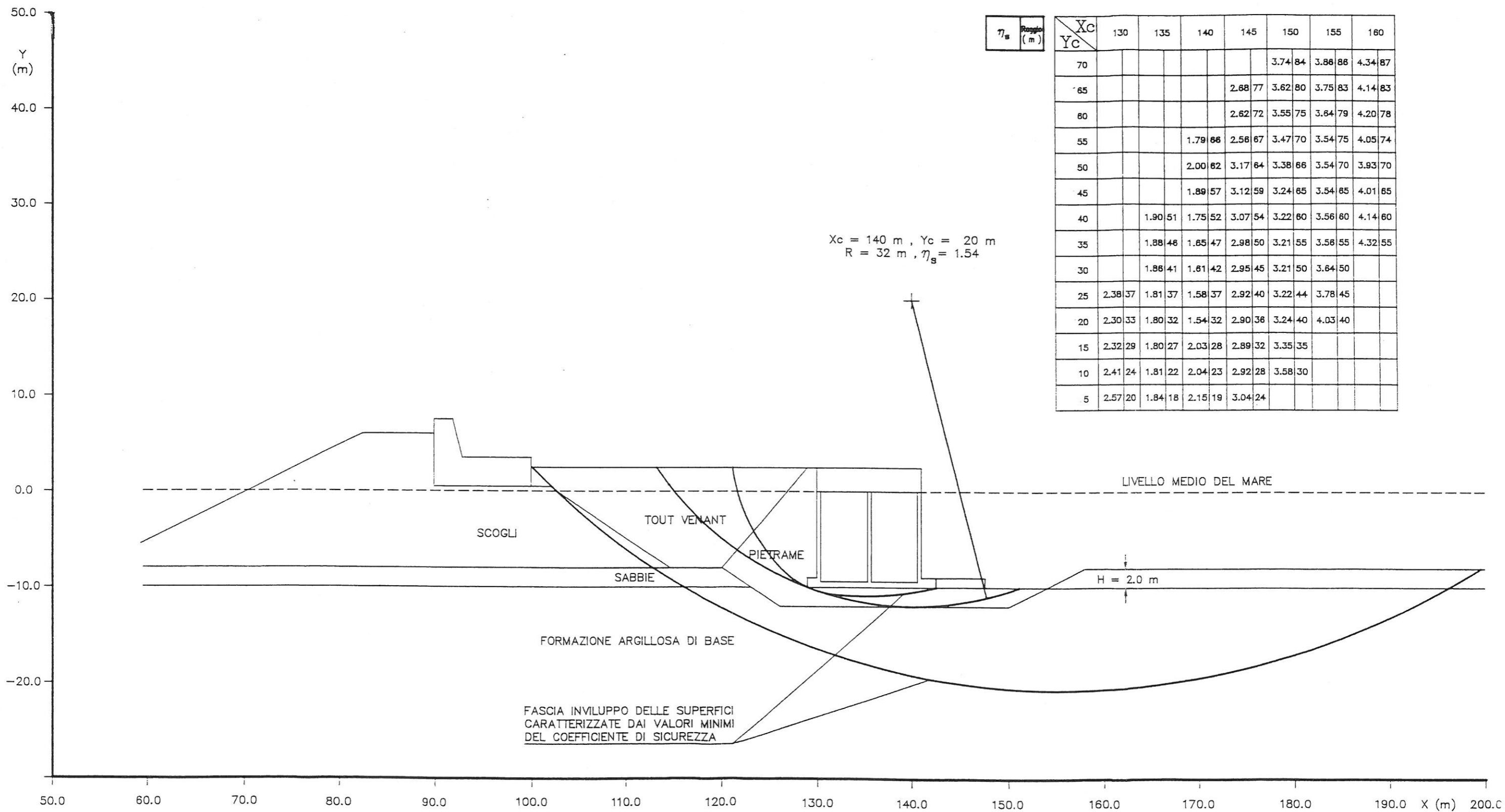


FIG. 4.3

Risultati dei calcoli di verifica della stabilità in condizioni statiche per spessore dei depositi sabbiosi H = 7.0 m

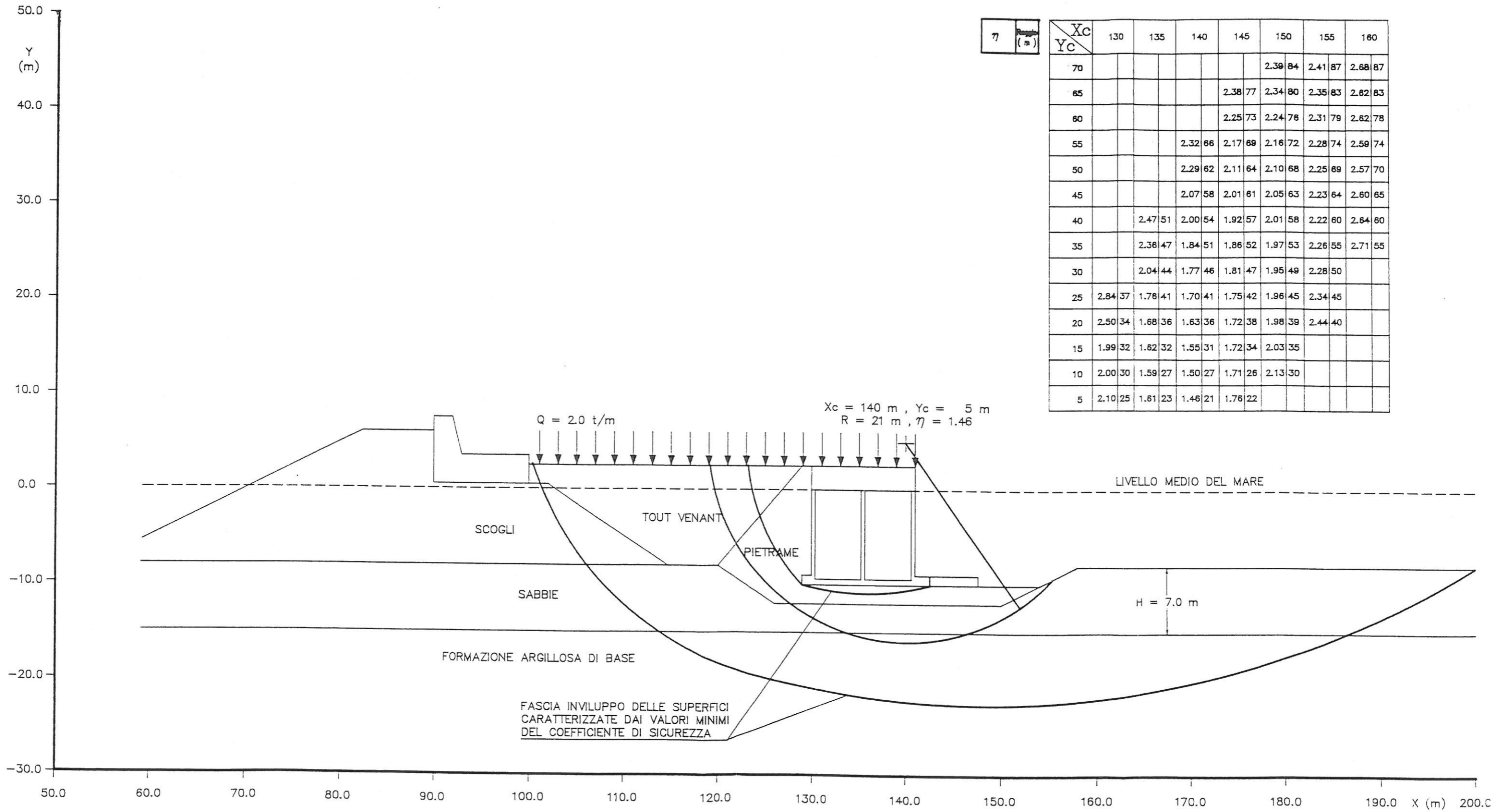


FIG. 4.4

Risultati dei calcoli di verifica della stabilità in condizioni sismiche per spessore dei depositi sabbiosi $H = 7.0$ m

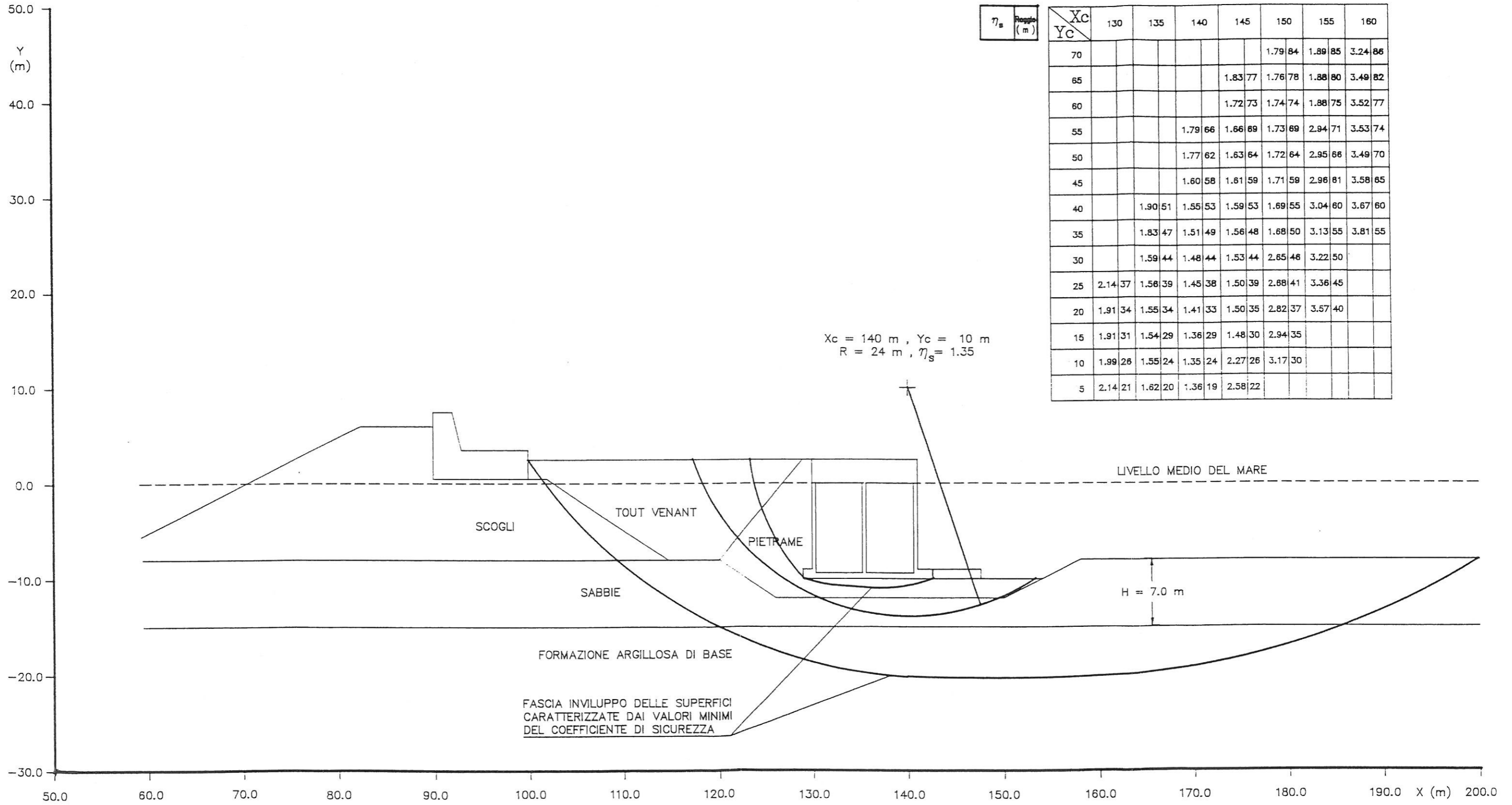


FIG. 4.5

Risultati dei calcoli di verifica della stabilita in condizioni statiche per spessore dei depositi sabbiosi H = 12,0 m

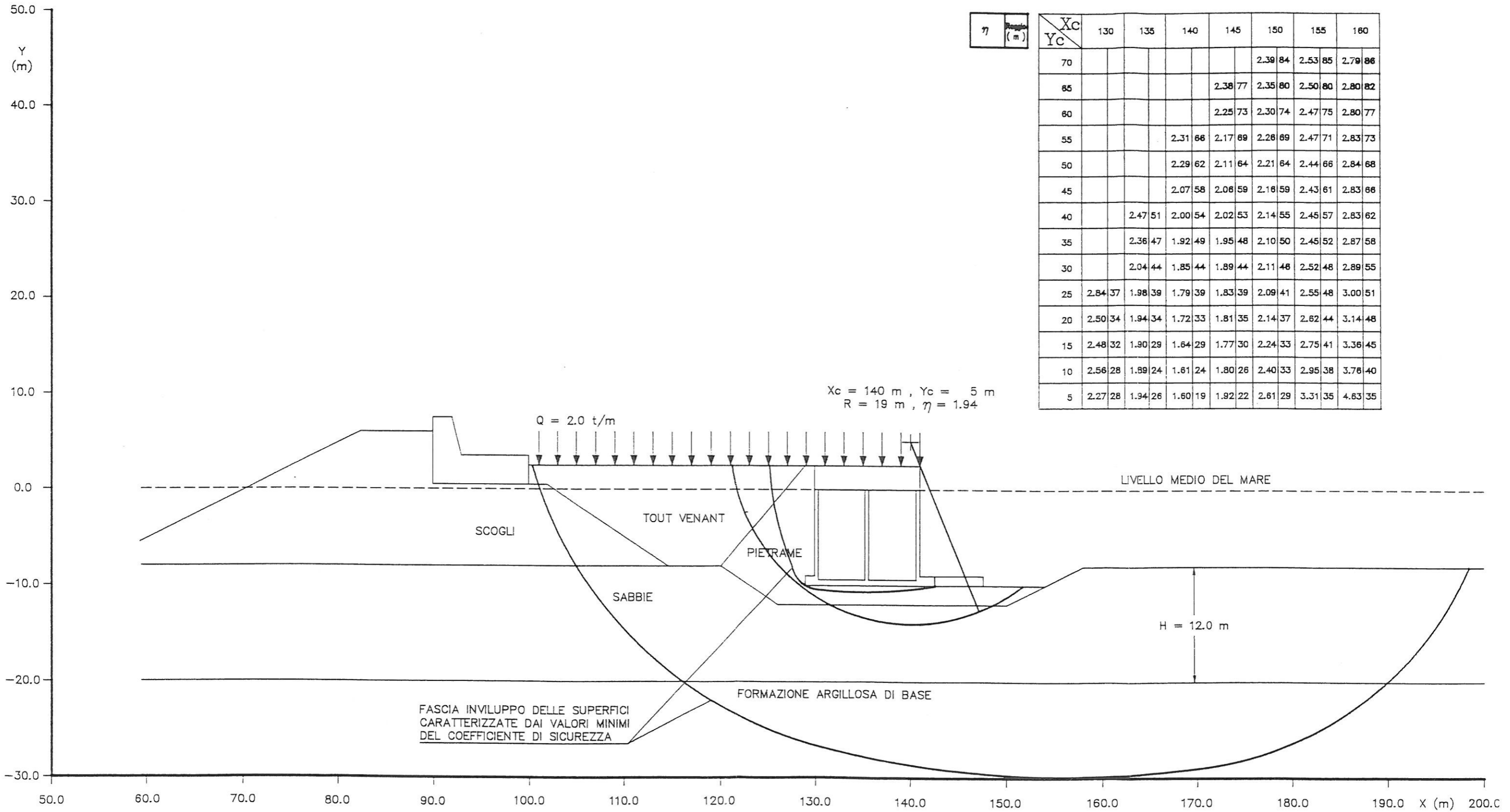
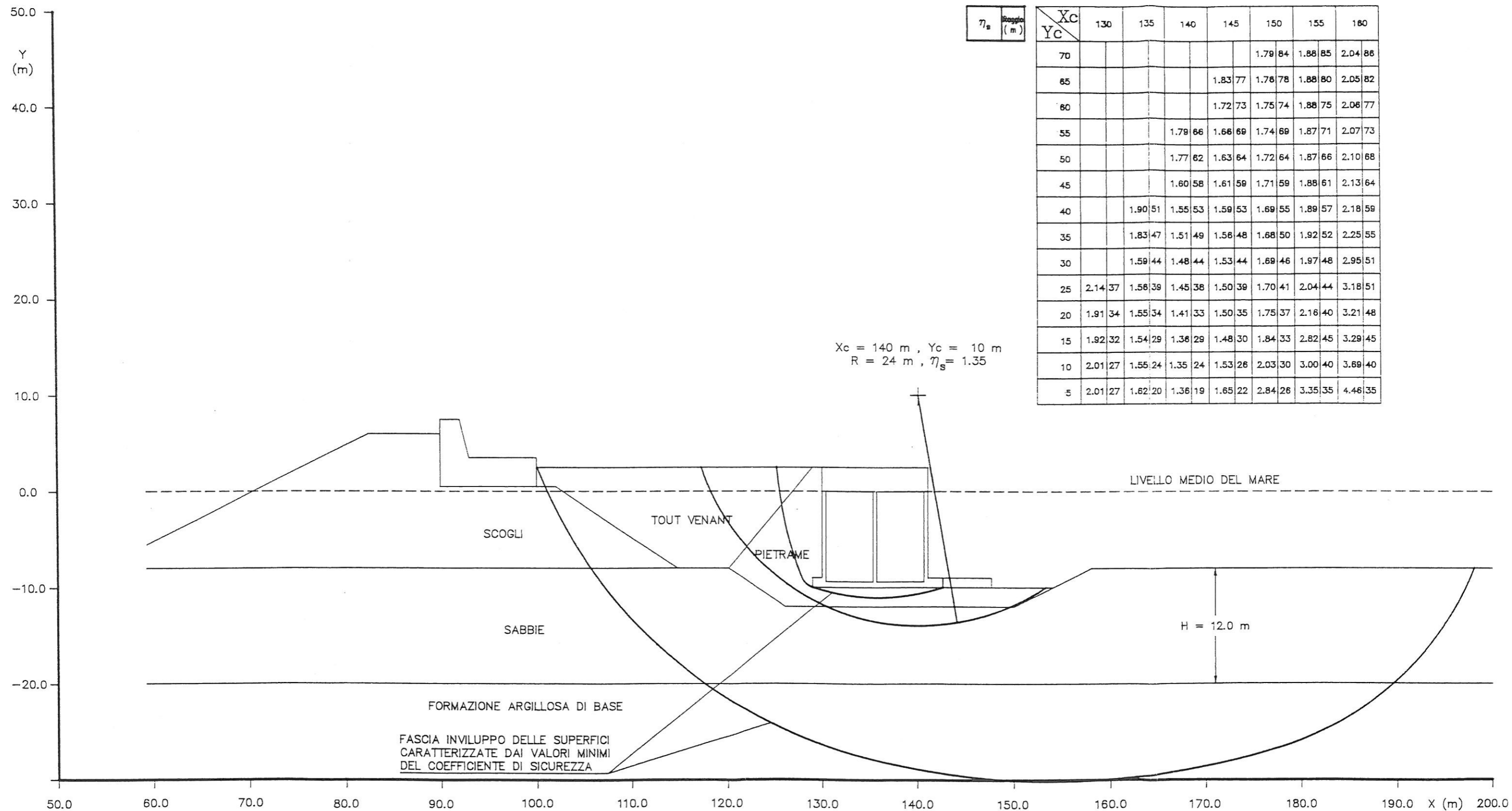


FIG. 4.6

Risultati dei calcoli di verifica della stabilità in condizioni sismiche per spessore dei depositi sabbiosi H = 12.0 m



Normativa e Bibliografia

La presente relazione è stata redatta sulla base delle seguenti norme:

1. D.M. 11.Mar.1988 *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, sulle rocce la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”*;
2. D.M. 16.Gen.1996 *“Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche.”*;
3. D.M. 21.Dic.1999 n°554 *“Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994, n.109 e successive modificazioni”*, art.27 – comma 2;
4. Circ. 10.04.1997 n.ro 65 *“Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al decreto ministeriale 16.Gen.1996.”*;

Per la definizione dei problemi geotecnici al finito, si è consultata la seguente documentazione specifica:

1. R. Lancellotta – Geotecnica – Zanichelli, 1993;
2. F. Cestari - Prove geotecniche in sito – Geo-Graph, 1990;
3. C. Cestelli Guidi – Geotecnica e tecnica delle fondazioni, vol. 2 – Hoepli, 1991;
4. F. Amantia Scuderi – Proposta di correlazione tra Spt e granulometria dei sedimenti incoerenti – Geologi di Sicilia, 1996;
5. E. Santucci de Magistris, C. Viggiani – Azioni dinamiche sulle opere di sostegno – Politecnico di Torino;
6. H.G. Poulos, E.H. Davis – Analisi e progettazione di fondazioni su pali – D. Flaccovio, 1980.

7. AGIP spa – Nuovo Porto di Gela – Progetto stralcio del Piano Regolatore Generale del porto di Gela per un accosto di Supply Vessels ad uso AGIP – Sigma Ingegneria srl Palermo – 1992;
8. Aquatec Eni Group – AGIP Porto di Gela – Fondazioni molo darsena commerciale ed industriale nuovo porto – Relazione geotecnica – 1992;
9. Geotechnical Service snc – Porto rifugio di Gela – Indagine geognostica – 1992.