



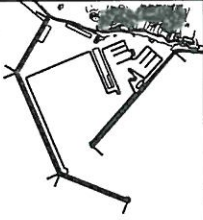
MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
UFFICIO DEL GENIO CIVILE PER LE OPERE MARITTIME
PALERMO

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 GEOTECNICA	TAVOLA N. R03
		SCALA
N.	PALERMO	CODICE

REDATTO DA:

Ing. Giovanni Coppola

Ing. Francesco Di Sarcina

Ing. Giuseppe Scorsone

Geom. Vincenzo Pisciotta

COORDINATORE DELL'UFFICIO PROGETTAZIONE:

Ing. Lorenzo Ceraulo

SOCIETA' AGIP S.p.A.

NUOVO PORTO DI GELA

(2^a Categoria - 2^a classe)

*PROGETTO STRALCIO DEL PIANO REGOLATORE
GENERALE DEL PORTO DI GELA PER UN ACCOSTO
DI SUPPLY VESSELS AD USO AGIP*

All. 9 RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

PALERMO 9 MAR. 1991

MINISTERO dei LAVORI PUBBLICI
UFFICIO GENIO CIVILE OO. MM.
PALERMO

VISTO: Si esprime parere tecnico favorevole ai
sensi della nota di questo Ufficio di pari numero
e data.

N. 3065 Palermo, li 18 MAR. 1991

L'INGEGNERE CAPO
ISPETTORE GENERALE
(O. F. *Liotti*)



Liotti

PROGETTAZIONE:

SIGMA INGEGNERIA S.r.l. PALERMO



SIGMA s.r.l.

INGEGNERIA

Via G. Ugdulena n. 30
90143 PALERMO

INDICE

1 - PREMESSE E DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE	PAG. 1
2 - SINTESI DELLO STUDIO GEOLOGICO	PAG. 3
3 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	PAG. 6
4 - CALCOLI GEOTECNICI	PAG. 9
5 - CONCLUSIONI	PAG. 14

1 - PREMESSE E DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE

Nella presente relazione lo scrivente riferisce sui risultati dello studio geotecnico finalizzato alla progettazione del molo foraneo di sopraflutto del porto di Gela (v. corografia di Fig. 1.1).

Nel seguito, dopo una breve descrizione dell'opera in progetto, si riporta una sintesi dello studio geologico, si illustra la caratterizzazione geotecnica dei terreni, si descrivono i criteri e i risultati dei calcoli di verifica della stabilità eseguiti.

Lo studio è stato svolto secondo le indicazioni della normativa tecnica vigente in materia e in particolare:

- del D.M. 11/3/88 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", che ha sostituito il precedente D.M. 21/1/81 di pari oggetto;
- della Circ. Min. LL.PP. n° 30483/88, concernente le istruzioni al D.M. 11/3/88, che ha sostituito la precedente Circ. Min. LL.PP. n° 21597/81.

L'opera in progetto, ubicata ad Ovest del porto di Gela, è costituita da un molo foraneo di sopraflutto, dello sviluppo di

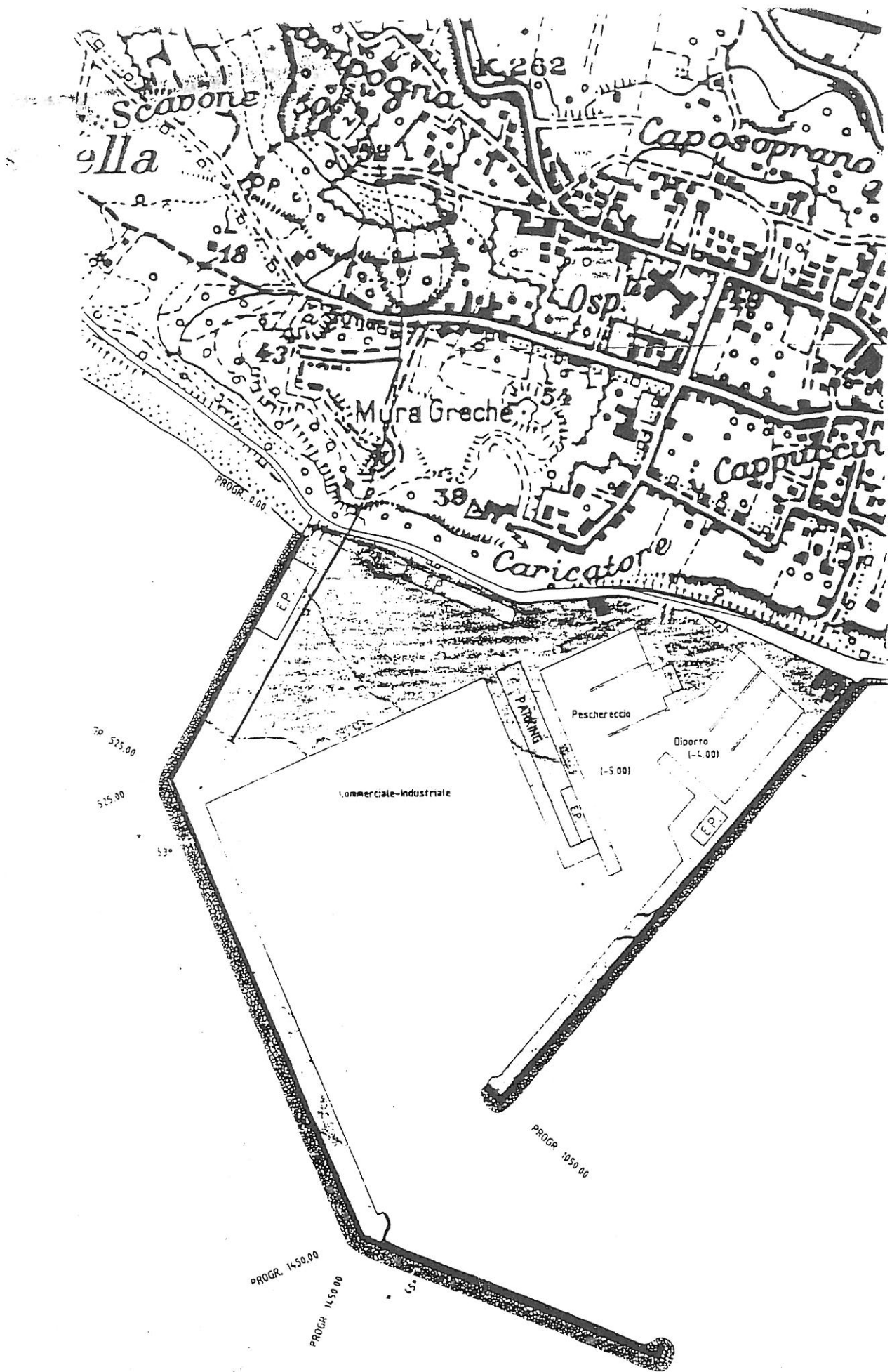


FIG. 1.1- Corografia

965 m, del tipo a gettata.

Lungo lo sviluppo del molo i fondali hanno profondità gradualmente crescente, fino a un massimo di 7.50 m dal livello medio del mare (Fig. 1.2).

Le caratteristiche dei materiali (tout venant, pietrame, scogli, massi tipo Antifer) che costituiscono la gettata e la tipologia della sezione variano lungo lo sviluppo dell'opera in funzione della profondità del fondale. Per tutti i dettagli si rimanda agli elaborati di progetto; in generale, si osserva che lungo il lato foraneo il paramento ha pendenza pari a 2/1; il lato interno del molo, nei tratti non banchinati, ha pendenza pari a 3/2.

Le banchine sono costituite da cassoni cellulari in c.a. riempiti, in parte o totalmente, con un getto subacqueo di c.l.s., imbasati a quota -10.0 m su uno scanno costituito di pietrame e scogli di 1^a cat.

Nei tratti antistanti le banchine i fondali saranno scavati fino alla quota di -7,50 m.

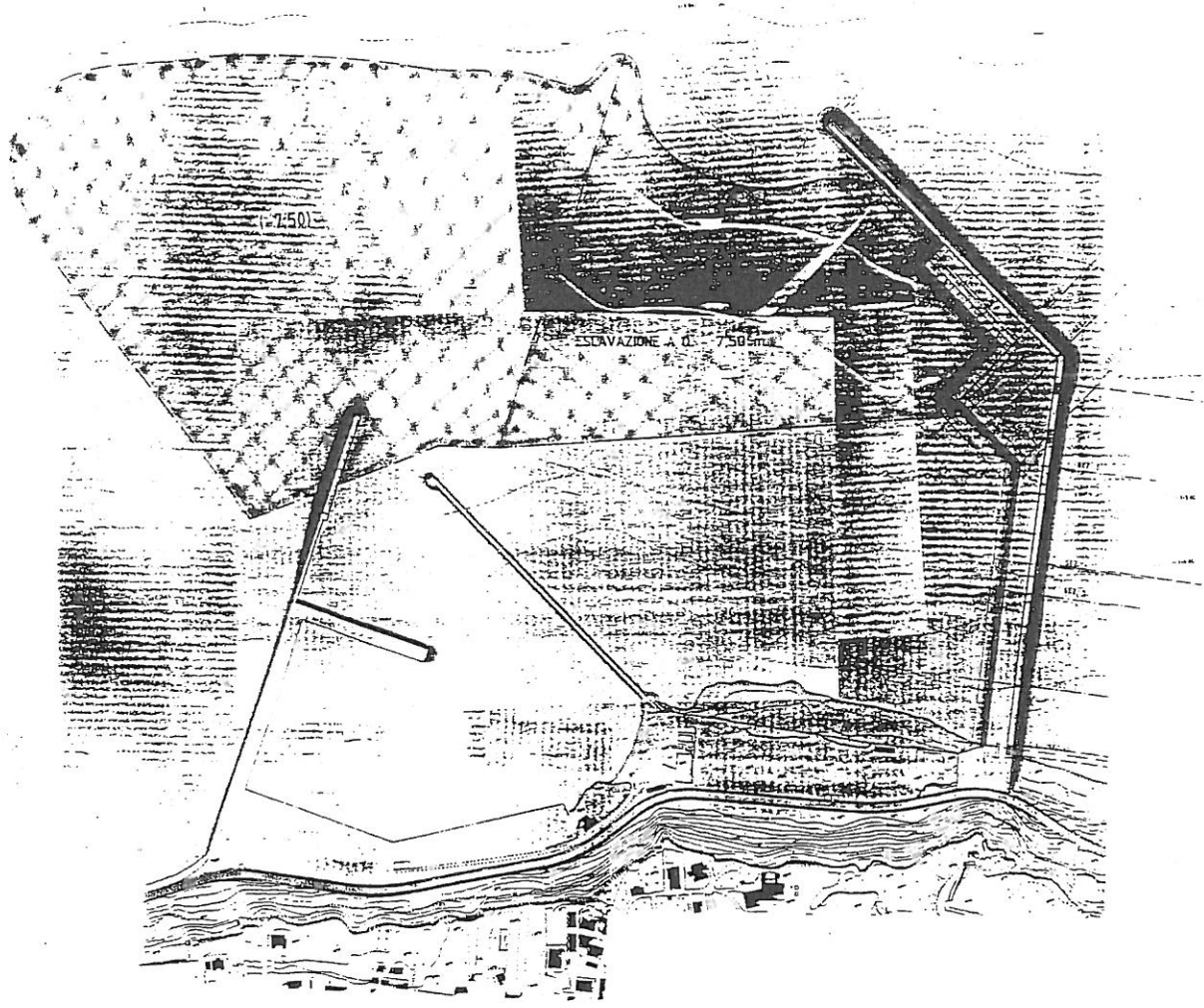


FIG. 1.2 - Planimetria con Indicazione delle opere.

2 - SINTESI DELLO STUDIO GEOLOGICO

Nel presente capitolo si riporta, per completezza di esposizione, una ampia sintesi dello studio geologico redatto dal dott. Alberto Unti.

Il territorio circostante l'area portuale di Gela è caratterizzato dalla presenza di un basamento argilloso, attribuibile al Pliocene Superiore - Pleistocene Inferiore, costituito di argille grigio-azzurre, talora sabbiose, talora brecciate. A tetto di tale formazione, a quote variabili ma sempre superiori a quella del livello del mare, è presente una formazione calcarenitico - sabbiosa, stratificata, variamente cementata, con giacitura media sub - orizzontale, attribuibile al Pleistocene Superiore. Le due formazioni sono esposte lungo tutta la falesia costiera, al piede della quale si rinviene un accumulo di materiali provenienti dal crollo del bordo della tavola calcarenitica.

L'area costiera del territorio è stata sede di un lento processo di modellamento da parte del mare. Tale processo ha determinato l'attuale configurazione stratigrafica dell'area, che è caratterizzata dalla presenza al di sopra del basamento argilloso di depositi prevalentemente sabbiosi di spiaggia. Lo spessore di tali depositi è variabile in relazione alle ondulazioni

morfologiche del tetto della formazione argillosa; queste ultime sono attribuibili al processo di modellamento del mare e a possibili paleofrane, riconducibili al preesistente assetto idrogeologico ovvero a variazioni evolutive della linea di costa.

Sulla base del rilievo di superficie e di una serie di indicazioni e di dati acquisiti nella medesima area o in aree limitrofe, il Consulente Geologo ha delineato la caratterizzazione stratigrafica e litologica dell'area costiera, appresso illustrata.

Dal punto di vista litologico i depositi della spiaggia sommersa sono classificabili come sabbie e limi variamente sabbiosi e argillosi, con inclusioni lenticolari di sabbie, talora, con ghiaia; il colore è variabile dal giallo al grigio-bruno. A tali depositi prevalentemente sabbiosi risultano intercalati livelli di limi organici nerastri di estensione e spessore variabile.

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

In corrispondenza della linea di battigia, sono presenti depositi a grana grossa, talora di riporto.

Verso il basso i depositi di spiaggia innanzi descritti

terminano contro la superficie di erosione del basamento argilloso, costituito di argille grigio-azzurre, talora sabbiose, talora brecciate.

Lo spessore dei depositi di spiaggia nel loro complesso deve ritenersi estremamente variabile da valori minimi dello ordine di qualche metro fino a valori dell'ordine di quindici metri.

Tali spessori devono essere ipotizzati, in generale, crescenti da Nord verso Sud per la citata presenza della struttura geologica costiera che riporta in superficie il basamento argilloso sepolto.

Inoltre, come innanzi illustrato, variazioni anche sensibili e repentine possono essere riscontrate in corrispondenza di situazioni paleomorfologiche connesse con la passata evoluzione della linea di costa.

3 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione dell'opera è stata effettuata sulla base delle risultanze dello studio geologico e delle conoscenze acquisite dallo scrivente in precedenti occasioni su terreni simili. In fase esecutiva sarà necessario verificare, mediante una approfondita campagna di indagini, le ipotesi poste a base del presente studio.

Dai risultati dello studio geologico si evince che i terreni di fondazione dell'opera sono costituiti dai depositi prevalentemente sabbiosi di spiaggia e dalla sottostante formazione argillosa.

Dal punto di vista geotecnico i terreni in oggetto possono essere classificati come segue:

Depositi di spiaggia sommersa

Si tratta prevalentemente di sabbie e in subordine di limi variamente sabbiosi e argillosi, con inclusioni lenticolari di sabbie, talora, con ghiaia; il colore è variabile dal giallo al grigio-bruno; dal punto di vista meccanico sono mediamente caratterizzati da discreta resistenza a taglio e deformabilità media.

Formazione argillosa di base

Si tratta di argille, più o meno limose, di colore grigio-azzurro; la consistenza è, generalmente, elevata; nei livelli più superficiali presentano tracce di alterazione e consistenza leggermente inferiore; dal punto di vista meccanico sono caratterizzate da discreta resistenza a taglio e bassa deformabilità.

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 dell'unità di volume	$\gamma = 1,90 \text{ t/mc}$
coesione in condizioni drenate	$c' = 0$
angolo di attrito interno	$\varphi' = 35^\circ$

- formazione argillosa di base

peso dell'unità di volume	$\gamma = 2,00 \text{ t/mc}$
coesione in condizioni drenate	$c' = 1,0 \text{ t/mq}$
angolo di attrito interno	$\varphi' = 24^\circ$
coesione in condizioni non drenate	$c_u = 15,0 \text{ t/mq}$
angolo di attrito in cond. non drenate	$\varphi_u = 0$

Per i materiali da costruzione del molo, sempre ai fini dei calcoli, sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici:

- tout venant

peso dell'unità di volume

$$\gamma = 1,80 \text{ t/mc}$$

coesione in condizioni drenate

$$c' = 0$$

angolo di attrito interno

$$\varphi' = 30^\circ$$

- pietrame di rinfiacco

peso dell'unità di volume

$$\gamma = 2,00 \text{ t/mc}$$

coesione in condizioni drenate

$$c' = 0$$

angolo di attrito interno

$$\varphi' = 40^\circ$$

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 della banchina.

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, caratterizzate da valori dello spessore H dei depositi di spiaggia pari a 2,0, 7,0 e 12,0 m, ritenute rappresentative delle possibili 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 (c' , ϕ') rappresentative del comportamento di terreni a grana fina sottoposti a sollecitazioni di lunga durata.

Per le verifiche relative alle sollecitazioni dinamiche dovute al sisma, per le stesse argille della formazione, si è fatto riferimento ai parametri di resistenza a taglio in condizioni non drenate (c_u , ϕ_u), rappresentative del comportamento di 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 del molo (tout venant, pietrame), la resistenza a taglio non dipende dalla velocità di applicazione del carico, poichè 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 (c' , ϕ').

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, uniformemente 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^a categoria.

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 dello equilibrio limite".

Le ipotesi fondamentali poste a base di questo metodo sono:

- il terreno si comporta come un mezzo rigido plastico;
- le condizioni di rottura si raggiungono contemporaneamente in tutti i punti della ipotizzata superficie di scivolamento;
- è valida la legge di resistenza di Mohr-Coulomb;
- il coefficiente di sicurezza è unico nei riguardi della coesione e dell'angolo di attrito ed è costante per tutto lo sviluppo della superficie;
- i processi di rottura e di filtrazione sono piani;
- la superficie di scivolamento è un arco di circonferenza.

Con questo metodo si analizzano le condizioni di equilibrio del masso delimitato dalla ipotizzata superficie di scivolamento e dal profilo esterno del terreno. Il coefficiente di sicurezza viene definito come rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti, calcolati rispetto al centro di rotazione della superficie di scivolamento.

Per la valutazione delle forze che intervengono nell'equilibrio si suddivide il suddetto masso in conci.

L'effetto dell'evento sismico è assimilato a forze statiche orizzontali applicate nei baricentri delle masse e proporzionali a quest'ultime, secondo un coefficiente k che, per zone sismiche di 2ª categoria, viene assunto pari a 0,07.

Eventuali carichi esterni agenti sono schematizzabili come sovraccarichi uniformemente ripartiti di assegnata superficie di influenza.

Per l'esecuzione dei calcoli è stato utilizzato un programma automatico che, eseguita la scelta della superficie circolare di scivolamento ed effettuata la suddivisione in strisce del volume racchiuso tra tale superficie ed il profilo esterno, calcola:

- il peso di ogni striscia, tenendo conto delle caratteristiche dei vari terreni e degli eventuali sovraccarichi esterni;
- le pressioni neutre eventualmente presenti alla base della striscia, dovute alla pressione idrostatica, per i calcoli in termini di pressioni effettive;
- le forze sismiche in funzione del coefficiente k .

Scelto un campo di centri, per ciascuno di essi vengono considerate varie superfici di raggio decrescente con passo di 1.0 m.

Calcolati i coefficienti di sicurezza di ciascuna delle superfici concentriche, si assume quello minimo come valore

caratteristico del centro.

Tra i minimi relativi ai vari centri si individua, infine, il valore minimo assoluto che rappresenta le condizioni di stabilità più sfavorevoli.

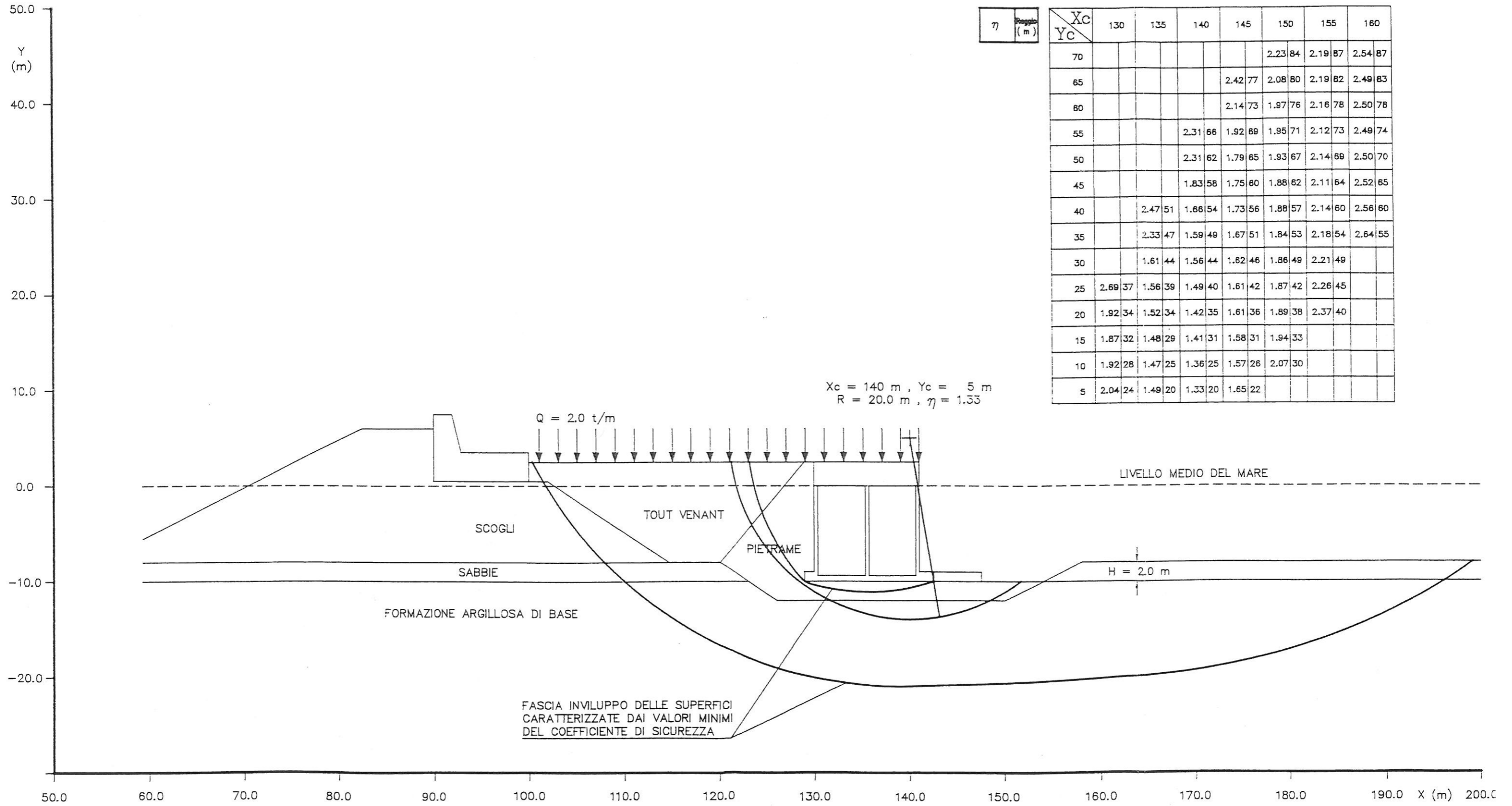
I risultati dei calcoli eseguiti, in condizioni statiche e in condizioni dinamiche, sono illustrati nei grafici delle innanzi citate Figg. 4.1 ÷ 4.6, nelle quali sono riportati:

- 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 1,3. Il molo nell'assetto globale si presenta, pertanto, stabile.

FIG. 4.1

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



η	Raggio (m)	X_c						
		130	135	140	145	150	155	160
	70					2.2384	2.1987	2.5487
	65				2.4277	2.0880	2.1982	2.4983
	60				2.1473	1.9776	2.1678	2.5078
	55			2.3166	1.9269	1.9571	2.1273	2.4974
	50			2.3162	1.7965	1.9367	2.1469	2.5070
	45			1.8358	1.7560	1.8862	2.1164	2.5265
	40		2.4751	1.6654	1.7356	1.8857	2.1460	2.5660
	35		2.3347	1.5949	1.6751	1.8453	2.1854	2.6455
	30		1.6144	1.5644	1.8246	1.8649	2.2149	
	25	2.6937	1.5639	1.4940	1.6142	1.8742	2.2645	
	20	1.9234	1.5234	1.4235	1.6136	1.8938	2.3740	
	15	1.8732	1.4829	1.4131	1.5831	1.9433		
	10	1.9228	1.4725	1.3625	1.5726	2.0730		
	5	2.0424	1.4920	1.3320	1.6522			

FIG. 4.2

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

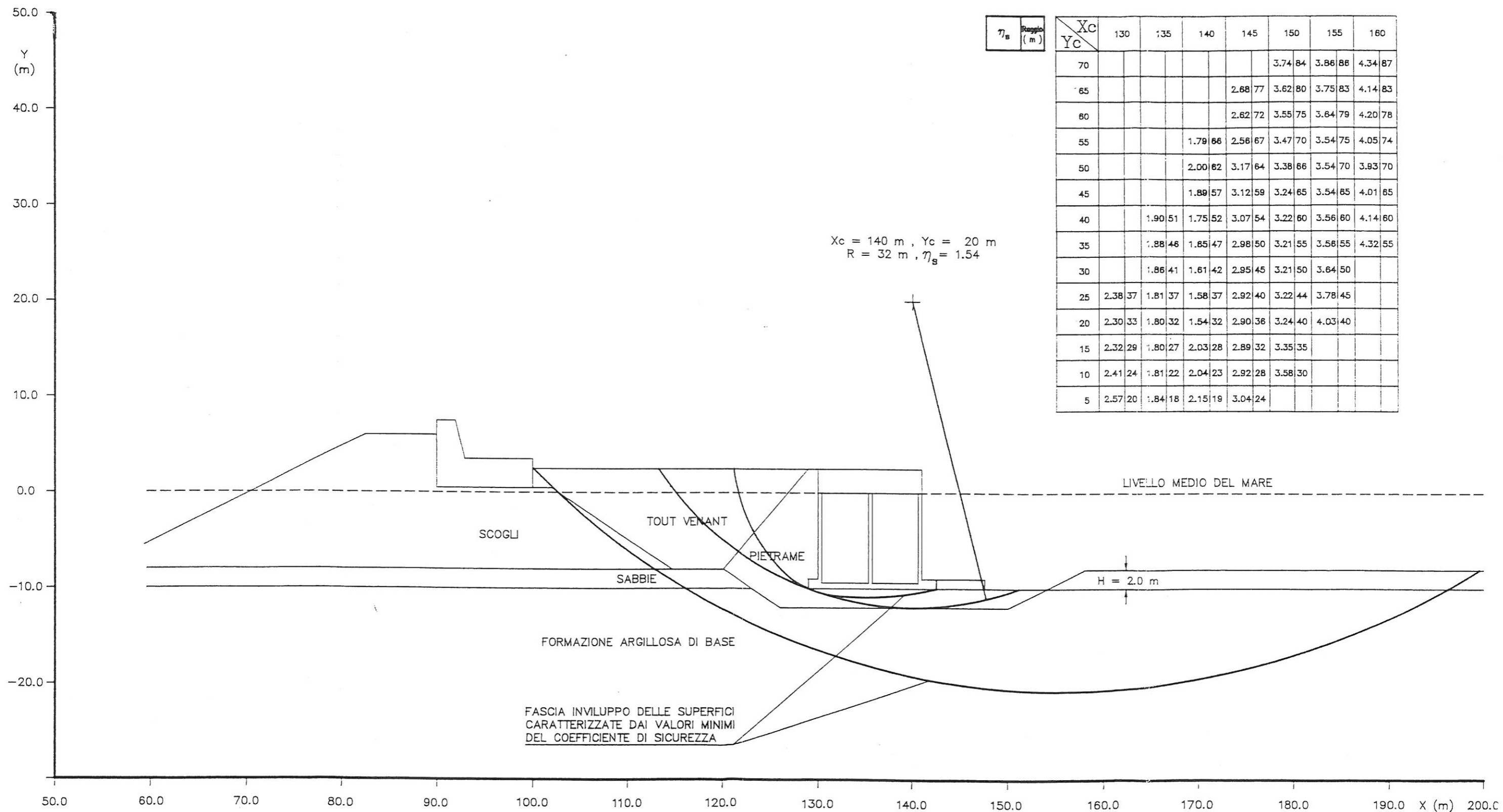


FIG. 4.3

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

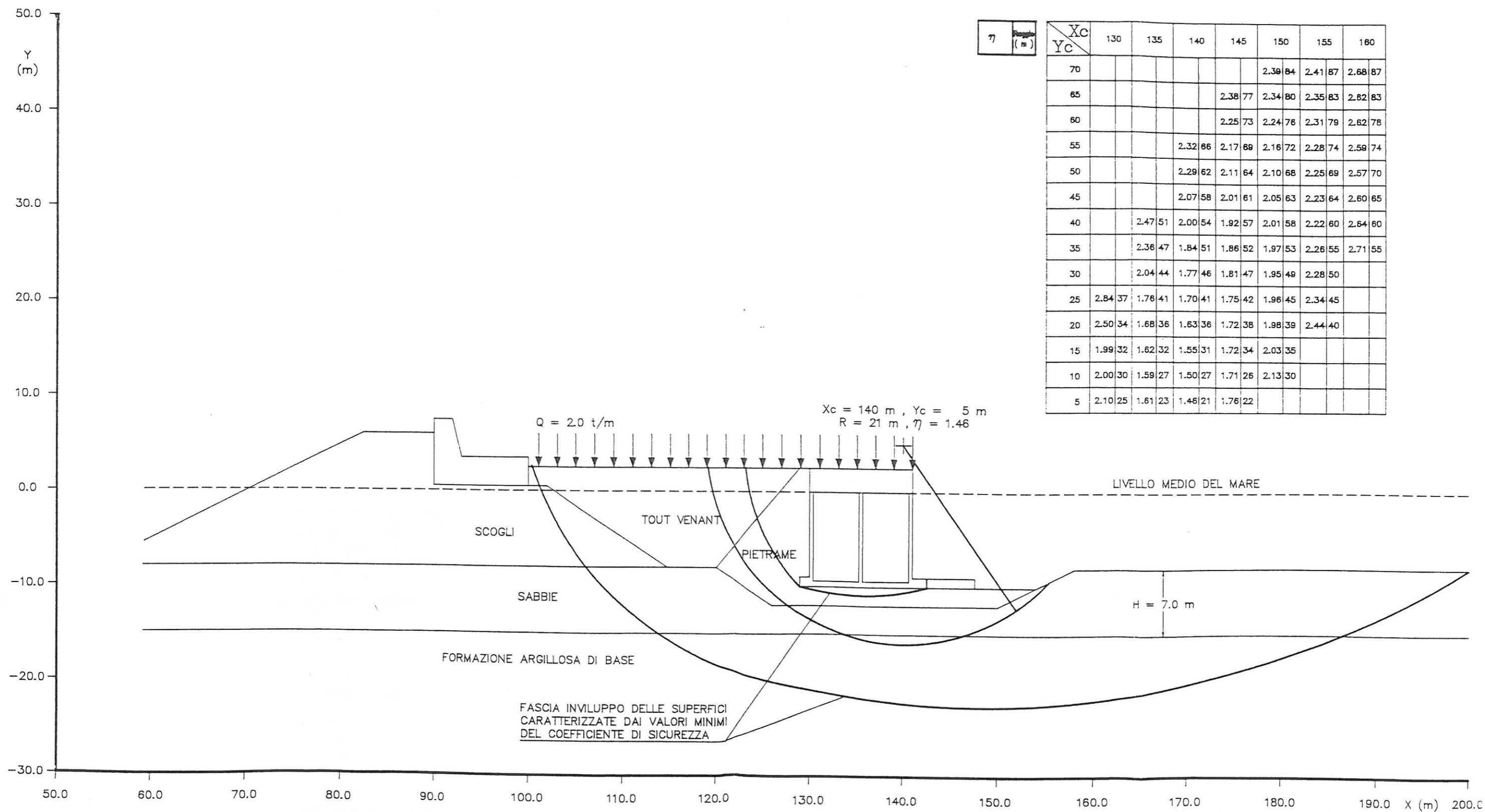


FIG. 4.4

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

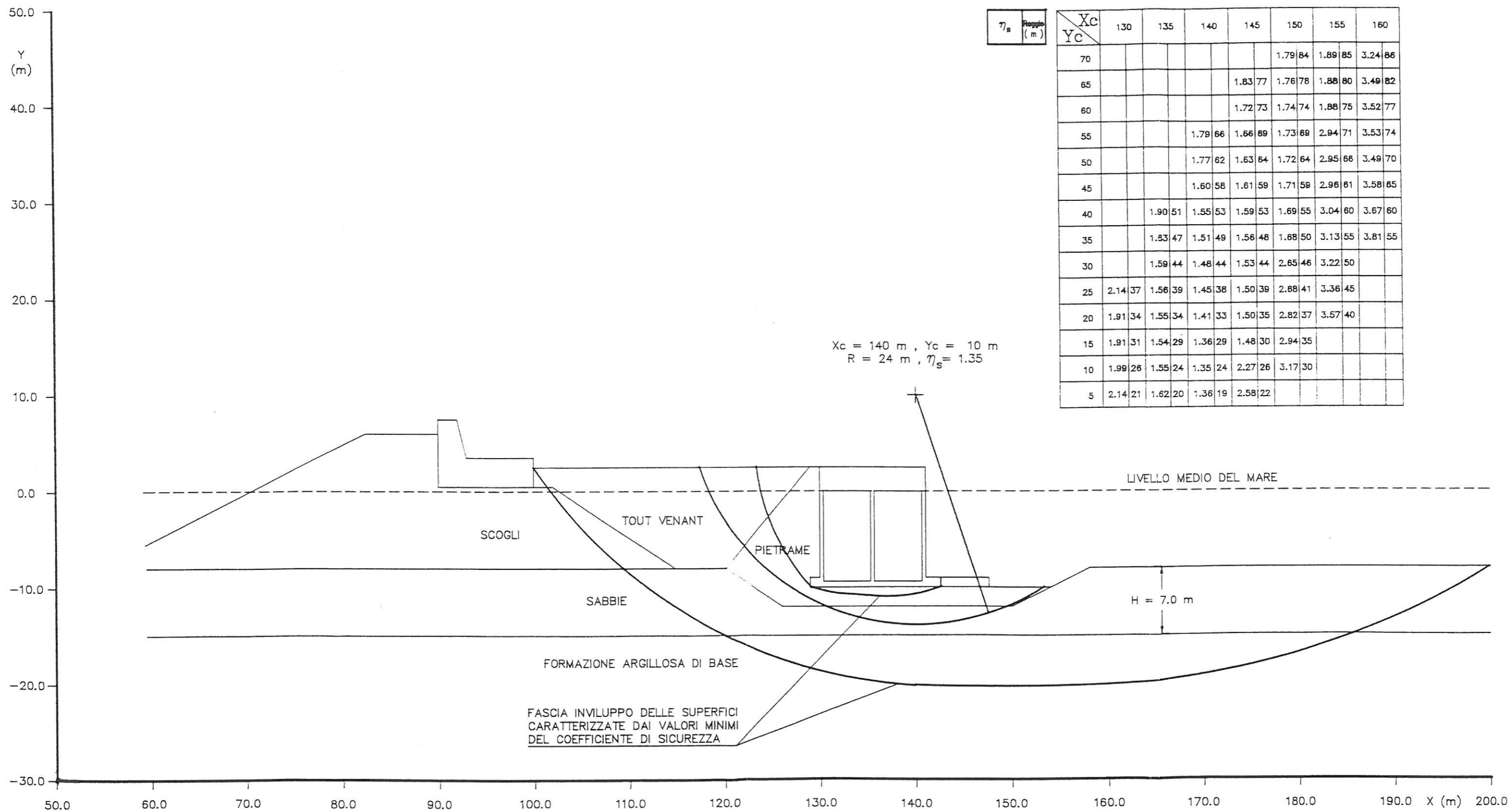


FIG. 4.5

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

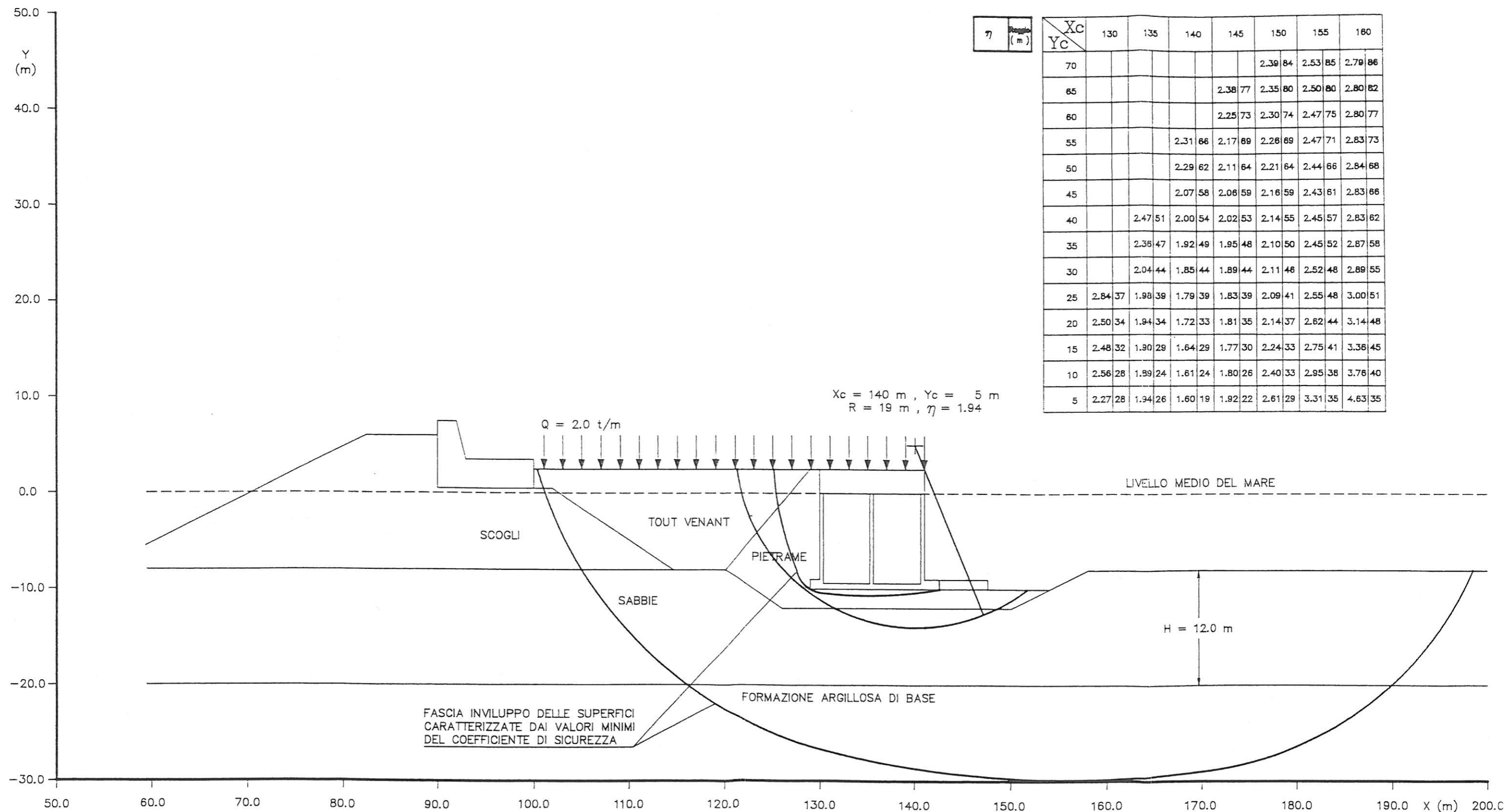
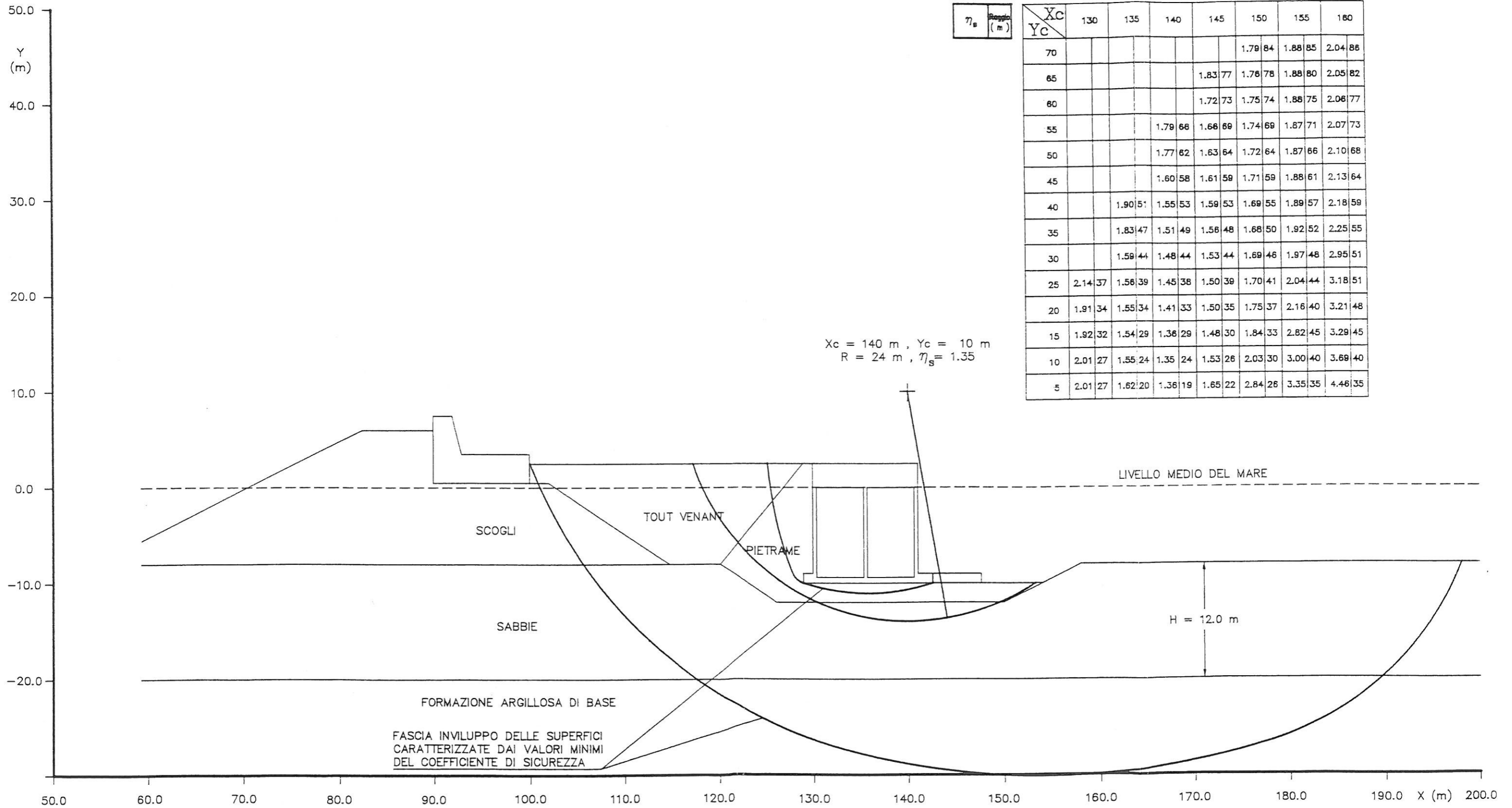


FIG. 4.6

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



5 - CONCLUSIONI

Sulla base dei dati disponibili, risulta che i terreni di fondazione dell'opera sono costituiti da depositi di spiaggia, prevalentemente sabbiosi, di discrete caratteristiche meccaniche, sovrapposte ai terreni di una formazione argillosa, attribuibile al Pliocene Superiore - Pleistocene Inferiore.

Gli spessori dei depositi di spiaggia appaiono variabili in un ampio campo in relazione agli effetti del processo di modellamento da parte del mare della fascia costiera del territorio.

I calcoli geotecnici di verifica, eseguiti facendone riferimento ai parametri di resistenza a taglio adottati e ipotizzando varie possibili situazioni stratigrafiche, confermano che la stabilità dell'opera è assicurata con sufficienti margini di sicurezza.

Le ipotesi poste a base dei calcoli, in merito alla situazione stratigrafica e alle caratteristiche meccaniche dei terreni, dovranno essere verificate in dettaglio sviluppando una apposita campagna di indagini in sito e in laboratorio, il cui programma è illustrato in Appendice.

Il Consulente Geotecnico
ing. Giovanni Margiotta

APPENDICE

-PROGRAMMA DELLE INDAGINI

Sommario delle quantità

1 - Mezzi d'opera

1.1 Approntamento di

piattaforma per eseguire i sondaggi e le
prove penetrometriche dal mare, compreso il
trasporto in andata e ritorno:

N. 1

1.2 Nolo di mezzo galleggiante, o piattaforma
per l'esecuzione dei sondaggi e delle prove
compresi gli spostamenti

gg. 10

2 - Sondaggi a rotazione

2.1 Approntamento di attrezzatura a rotazione,
compreso il carico e scarico, il trasporto
in andata e ritorno compreso il viaggio del
personale di cantiere

N. 1

2.2 Installazione di attrezzatura per sondaggio a

rotazione in corrispondenza di ciascun punto di perforazione, compreso il primo, su mezzo galleggiante o su piattaforma, compreso l'onere dello spostamento da un foro al successivo,

N. 3

2.3 Perforazione ad andamento verticale eseguita a carotaggio continuo, con carotieri di diametro minimo \emptyset 85 mm in terreno a granulometria media costituiti di sabbie, sabbie ghiaiose anche con qualche ciottolo ed in rocce di durezza media che non richiedano l'uso del diamante; misurando dalla quota del fondale

a) da 0 a 20 m ml. 60

b) da 20 a 40 m ml. 60

2.4 Prelievo di campioni indisturbati, compatibilmente con la natura dei terreni,

nel corso di sondaggi a rotazione impiegando campionatore a pareti sottili spinto a pressione, \emptyset min. = 80 mm; compreso la fornitura della fustella; misurando dalla quota del fondale:

da 0 a 20 m

N. 6

da 20 a 40 m

N. 3

2.5 Prelievo di campioni rimaneggiati nel corso di sondaggi a rotazione e loro conservazione entro apposito contenitore tale da mantenere il contenuto naturale d'acqua, recante le indicazioni del prelievo:

N. 10

3 - Prove penetrometriche statiche

3.1 Approntamento di attrezzatura per prova penetrometrica statica, compreso il carico e scarico, il trasporto in andata e ritorno

dell'attrezzatura compreso il viaggio
del personale di cantiere

N. 1

3.2 Installazione di attrezzatura penetrometrica
statica in corrispondenza di ciascun punto di
prova, compreso il primo, compreso l'onere
dello spostamento da un foro al successivo

N. 2

3.3 Prova penetrometrica statica eseguita con
penetrometro Olandese modello GOVDA, della
potenza di 10 ton, con lettura dello sforzo
di penetrazione alla punta R_p e dell'attrito
laterale ogni 20 cm, per profondita fino al
limite di potenza dell'apparecchio,
misurando dal fondale

m1 40

- 4 - Prove penetrometriche dinamiche
- 4.1 Approntamento di attrezzatura per prova penetrometrica dinamica, compreso il carico e scarico, eseguito con le prescrizioni e il trasporto in andata e ritorno dell'attrezzatura penetrometrica dinamica compreso il viaggio del personale di cantiere N. 1
- 4.2 Installazione di attrezzatura in corrispondenza di ciascun punto di prova, compreso il primo, su aree pianeggianti accessibili ai normali mezzi di trasporto, compreso l'onere dello spostamento da un foro al successivo N. 2
- 4.3 Prova penetrometrica dinamica continua eseguita con penetrometro provvisto di massa battente da 160 libbre corredato di dispositivo per lo sganciamento automatico, altezza di caduta cm 75; misurando dalla quota del fondale ml 40

B - Indagini di laboratorio

1.1 Prove di laboratorio geotecnico da eseguirsi sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati, presso laboratori specializzati; da pagarsi a fattura