

**GEOTRIVELL**  
TERAMO

CONSIGLIO SUPERIORE LL.PP.  
III<sup>a</sup> SEZIONE  
Numero Adunanza del

194

14 DIC. 2005



IL SEGRETARIO

**REPUBBLICA ITALIANA**

**MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI**

**UFFICIO DEL GENIO CIVILE PER LE OPERE**

**MARITTIME**

**ANCONA**

INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE PER LA  
PROGETTAZIONE ESECUTIVA DELLE NUOVE OPERE  
MARITTIME PREVISTE NEL PIANO REGOLATORE  
-PORTO DI ANCONA-

**RELAZIONE GEOTECNICA DEFINITIVA**

Consulente:  
Prof. Ing. VINCENZO COTECCHIA

GIUGNO 1997

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

UFFICIO DEL GENIO CIVILE PER LE OPERE MARITTIME

ANCONA

INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE PER LA PROGETTAZIONE  
ESECUTIVA DELLE NUOVE OPERE MARITTIME PREVISTE NEL PIANO  
REGOLATORE DEL PORTO DI ANCONA

RELAZIONE GEOTECNICA DEFINITIVA

## 1. INTRODUZIONE

Il Genio Civile per le Opere Marittime di Ancona sta redigendo il progetto definitivo delle nuove opere del Piano Regolatore del Porto di Ancona. Al fine di acquisire i dati geotecnici necessari per detta progettazione, il Genio Civile ha indetto una gara di appalto per l'esecuzione di indagini geognostiche. I lavori di indagine sono stati appaltati all'Impresa GEOTRIVEL di Teramo, che ha affidato allo scrivente la Consulenza geologica e geotecnica relativa alle indagini

da svolgere e all'interpretazione dei risultati per la redazione del progetto delle opere.

Più in particolare, per quanto attiene alla Relazione Geotecnica, essa deve comprendere tra l'altro:

- la caratterizzazione meccanica dei terreni interessati dai manufatti che si prevede di realizzare e la identificazione del modello geotecnico del sottosuolo;
- l'impostazione ed esposizione critica dei risultati dei calcoli geotecnici sulle diverse ipotesi progettuali;
- l'analisi di stabilità delle dighe e delle banchine;
- il calcolo dei cedimenti delle diverse tipologie delle dighe e delle banchine;
- l'analisi dei problemi relativi alla esecuzione e pavimentazione dei terrapieni.

Le indagini svolte hanno consentito di caratterizzare sotto il profilo litostratigrafico e geotecnico i terreni su cui andranno fondati il molo foraneo Nord di sopraflutto, il molo di sottoflutto e la banchina di riva, previsti dal Piano Regolatore Portuale. Il programma di prove di laboratorio per la valutazione delle proprietà geotecniche dei terreni di fondazione è stato redatto dallo scrivente d'intesa con il Genio Civile OO.MM..

## 2. DOCUMENTAZIONE PREESISTENTE DISPONIBILE

Il nuovo Piano Regolatore Portuale prevede la realizzazione del molo foraneo Nord di sopraflutto, del molo di sottoflutto e della banchina di riva e del terrapieno retrostante.

Nell'area portuale di Ancona, in passato, sono state eseguite in mare diverse campagne di indagine:

- 1) Indagine geognostica per la costruzione degli scali di alaggio (Dott. Lenzi e Cavazzana per conto dell'Amministrazione Provinciale di Ancona);
- 2) Indagine geognostica nello specchio di mare antistante i Cantieri Navali Italiani della Fincantieri (1977-1982);
- 3) Indagine geologica e geotecnica per lo studio di fattibilità della variante al P.R. del Porto di Ancona (Dott. Lenzi e Cavazzana per conto della Camera di Commercio - Aprile 1987);
- 4) Indagine geologica e geotecnica per la fattibilità a mare dello svincolo portuale Ancona Nord (Dott. Beer e S.G.I. per conto della Camera di Commercio di Ancona - Dicembre 1983);
- 5) Indagine geologica e geotecnica per il porto turistico (Marina Dorica, Dott. Beer - Giugno 1990);

- 6) Indagine geologica e geotecnica per il progetto esecutivo delle nuove opere del Porto di Ancona (Ingg. Zoppi e Margiotta, 1988).

Nella Fig. 1 allegata è riportata l'ubicazione dei principali sondaggi relativi alle varie campagne di indagine eseguite, compresa quella 1997.

Interessanti, ai fini del presente progetto, in quanto riguardanti aree prossime a quella interessata dalla costruzione delle opere previste, sono le campagne di indagini del 1988 e quella afferente all'area del Cantiere Navale (cfr. Relazione Geologica).

Le nuove indagini svolte hanno consentito di approfondire quanto già scaturito dalle precedenti indagini e di pervenire ad un più preciso modello litostratigrafico e geotecnico del sottosuolo.

### 3. INDAGINI SVOLTE

#### 3.1. Sondaggi

La presente campagna di indagini è stata effettuata dall'Impresa Geotrivel di Teramo; hanno presenziato alle perforazioni, oltre ai collaboratori dello scrivente

(Dott. M. Semeraro e Dott. F. Santaloia), i Tecnici del Genio Civile OO.MM. di Ancona.

Tutte le perforazioni e le prove in sito sono state eseguite in mare mediante sonda a rotazione, montata su pontone ancorato al fondale.

Sono stati eseguiti 9 sondaggi geognostici (individuati dalle sigle A, I) di lunghezza compresa fra 11,50 m e 35,00 m, così distribuiti (Fig. 1):

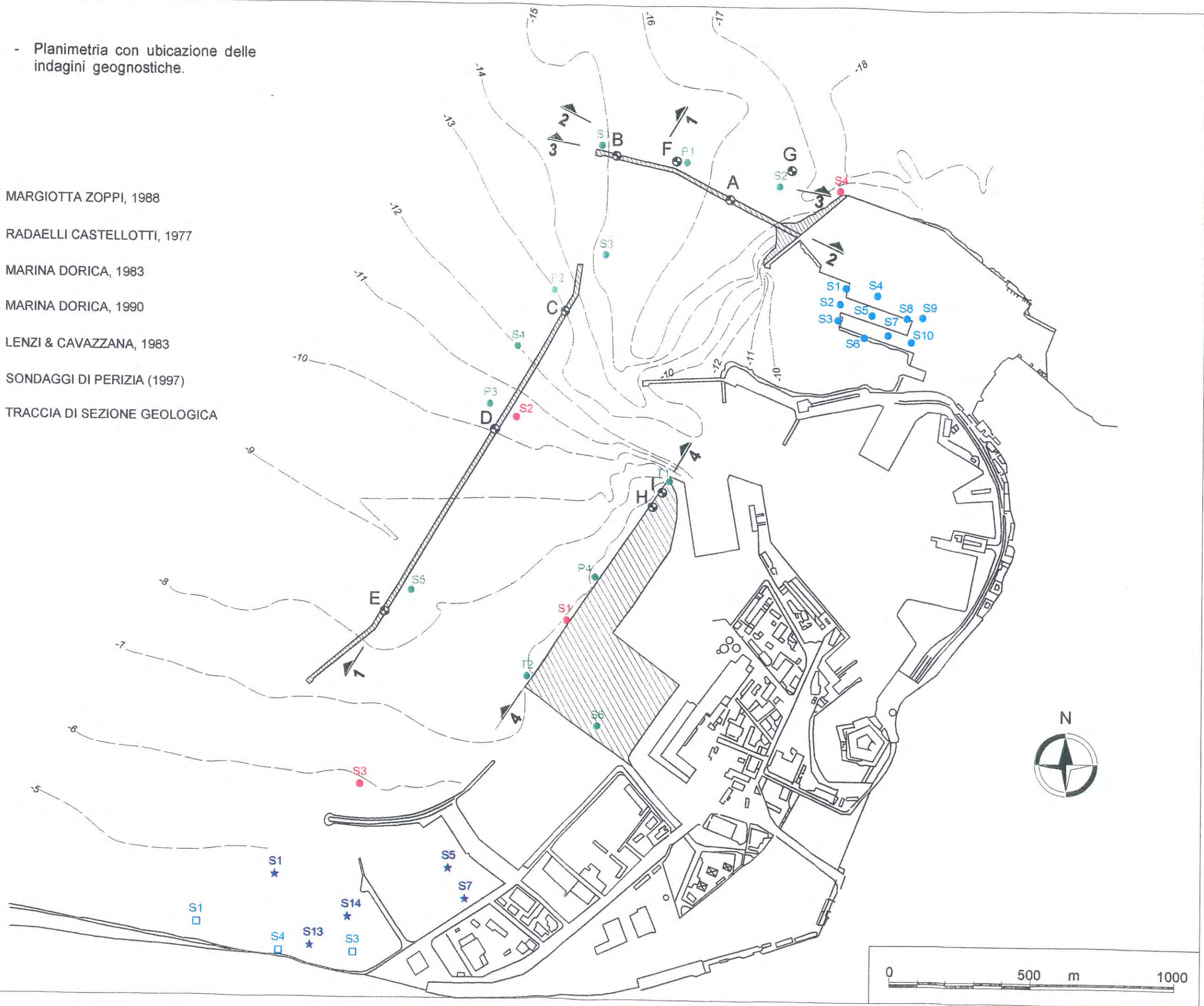
- sondaggi C, D, E lungo lo sviluppo del molo di sottoflutto;
- sondaggi A, B, F, G nella zona del molo di sopraflutto;
- sondaggi H, I in corrispondenza della banchina di riva.

In quasi tutti i sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati e sono state effettuate prove penetrometriche di tipo dinamico.

Le stratigrafie dei sondaggi geognostici, riportate nella Relazione Geologica, mostrano quanto esposto nel capitolo seguente circa la litostratigrafia dei terreni del fondale marino. Per la profondità, gli spessori, lo stato di consistenza, il tipo di deposizione, si rimanda alla Relazione Geologica citata.

FIG. 1 - Planimetria con ubicazione delle indagini geognostiche.

- S1 T1 P1  
 ● MARGIOTTA ZOPPI, 1988  
 S1  
 ● RADAELLI CASTELLOTTI, 1977  
 S1  
 □ MARINA DORICA, 1983  
 S1  
 ★ MARINA DORICA, 1990  
 S1  
 ● LENZI & CAVAZZANA, 1983  
 A  
 ● SONDAGGI DI PERIZIA (1997)  
 4  
 TRACCIA DI SEZIONE GEOLOGICA



### 3.2. Prove penetrometriche dinamiche

Le proprietà geotecniche dei terreni interessati dalle opere vengono esaminate nel seguito sulla base dei dati ricavati dalle indagini in sito ed in laboratorio. Sono stati anche utilizzati, per quanto possibile, i risultati delle prove svolte nel corso delle precedenti indagini.

Le prove penetrometriche dinamiche sono state effettuate nell'ambito dei depositi sabbiosi che sovrastano le formazioni argillose e marnose di base. Non si è ritenuto di effettuare prove in sito di altro genere tenuto conto della possibilità di ricavare dai risultati delle prime tutte le informazioni utili per l'inquadramento geotecnico di detti terreni e per le calcolazioni conseguenti.

### 3.3. Prove geotecniche di laboratorio

Nel corso dei sondaggi geognostici sono stati prelevati numerosi campioni indisturbati, sia all'interno dello strato superiore sabbioso e sabbioso-limoso che nei sottostanti terreni argillosi, siano essi argille plio-pleistoceniche o marne argillose di altra epoca geologica.

Sui campioni indisturbati sono state condotte tutte quelle prove geotecniche di laboratorio ritenute più



adatte a caratterizzare i suddetti terreni sotto il profilo fisico-meccanico, in relazione ai problemi specifici legati alla progettazione in corso. In particolare, per quanto riguarda le prove meccaniche, sono state effettuate sia prove di tipo triassiale che di taglio diretto, anche con misura della resistenza residua, nonché prove di compressione edometrica, alcune delle quali di tipo CRS (a deformazione controllata). Le prove sono state svolte presso il laboratorio geotecnico della Società GEO S.p.A. di Bari.

Nella Tab. 1 allegata sono riportati i campioni sottoposti a prova.

#### 4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

Per l'inquadramento geologico generale dell'area di interesse si rimanda alla Relazione Geologica. In sintesi si osserva quanto segue.

L'area in cui è ubicato il molo foraneo Nord si presenta sotto il profilo geologico complessa, a causa della intensa attività tettonica che ha caratterizzato la zona di Ancona e, in particolare, l'area del Porto.

Le indagini precedenti hanno posto in evidenza -nell'area del molo di sopraflutto- la presenza, al di sotto dei terreni sabbiosi e limoso-sabbiosi del fondale

(dello spessore di 16+18 m circa), di alcune formazioni tipiche dell'area anconetana, quali lo Schlier (Miocene Medio Superiore). Questa formazione, infatti, borda con continuità la costa che va dal Duomo al Passetto e risulta costituita da marne, con intercalazioni di marne sabbiose, notevolmente consistenti. Sulla formazione dello Schlier sono stati rinvenuti i terreni del Miocene Superiore, che si presentano assai vari per composizione litologica e spessore, per una fascia che all'altezza del porto si estende fino a metà circa dell'insenatura.

Tale situazione litostratigrafica è stata sostanzialmente confermata dalle nuove indagini svolte (cfr. Relazione Geologica).

Invece, in asse al molo di sottoflutto, la situazione litostratigrafica è differente. Infatti, il fondale è qui costituito, per uno spessore variabile da 8 m a 17 m, da terreni sciolti rappresentati da sabbie fini, con livelli sabbioso-limosi, limoso-sabbiosi e limoso-argillosi, di potenza variabile. Al di sotto si rinvencono in genere i litotipi argillosi e argilloso-marnosi del Pliocene.

Situazione non molto differente è stata riscontrata nell'area della banchina di riva, ove lo spessore dei sedimenti sabbiosi e sabbioso-limosi, sovrastanti le argille plioceniche di base, risulta pari a 15+16 m circa.

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DEL FONDALE MARINO

Nelle Figg. 2/a+2/c sono riportati i profili litostratigrafici schematici in asse ai due moli di sopraflutto e di sottoflutto ed alla banchina di riva, ricostruiti sulla scorta delle nuove indagini geognostiche svolte.

Ai fini geotecnici il fondale marino può essere schematizzato come un mezzo a due strati:

- strato superiore costituito prevalentemente da sabbia fina, con livelli limoso-sabbiosi e limoso-argillosi subordinati;
- strato inferiore costituito da argilla limosa grigio-azzurra ovvero da argilla marnosa dello Schlier.

La caratterizzazione geotecnica dello strato superiore è stata svolta sulla scorta delle prove geotecniche di laboratorio e di quelle in sito; quella dello strato inferiore sulla scorta delle prove geotecniche di laboratorio eseguite in varie epoche.

FIG. 2/a - Profilo litostratigrafico schematico in asse al molo di sottoflutto

FIG. 2/a

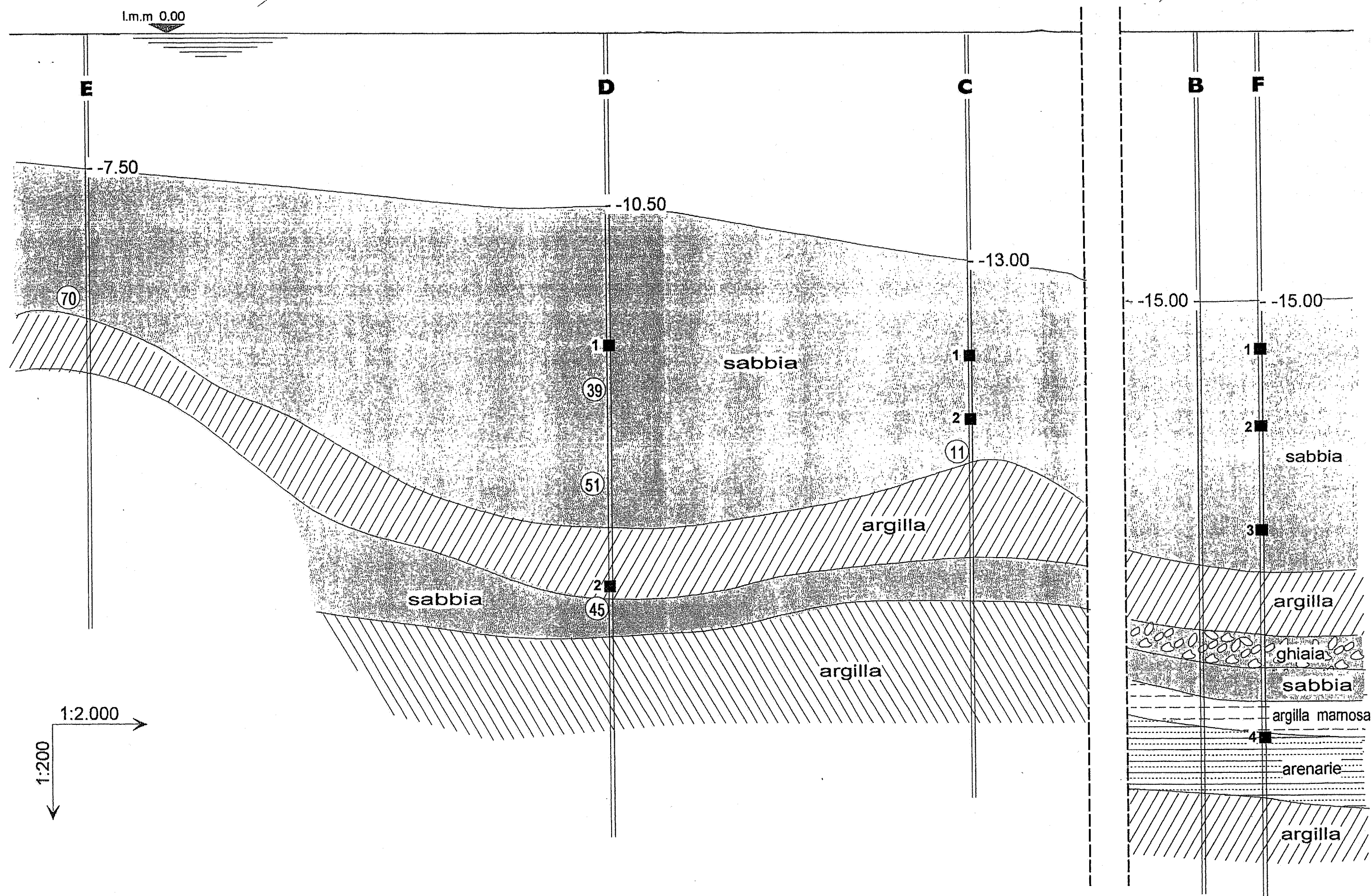


FIG. 2/b - Profilo litostratigrafico schematico in asse al molo di sottoflutto

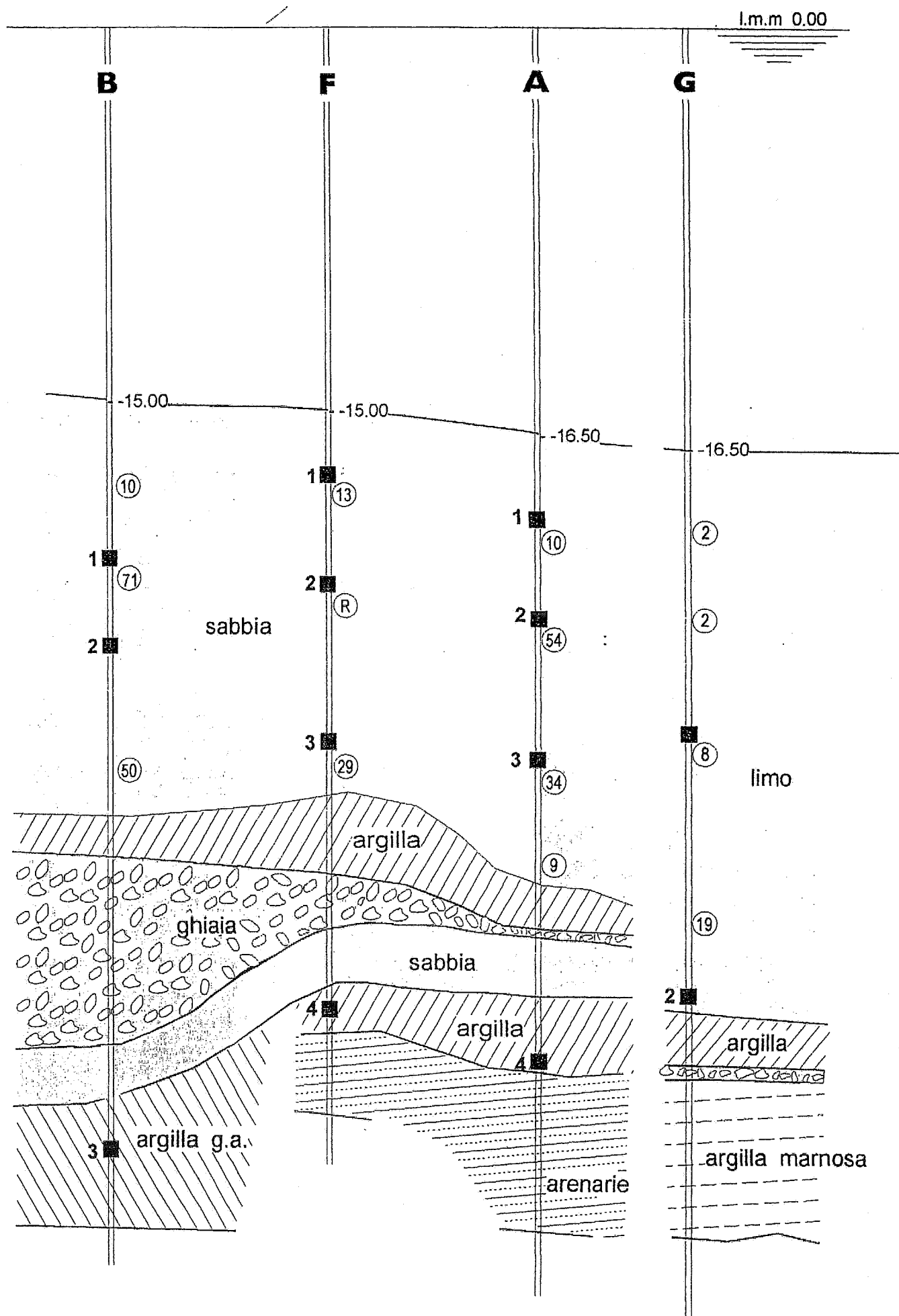
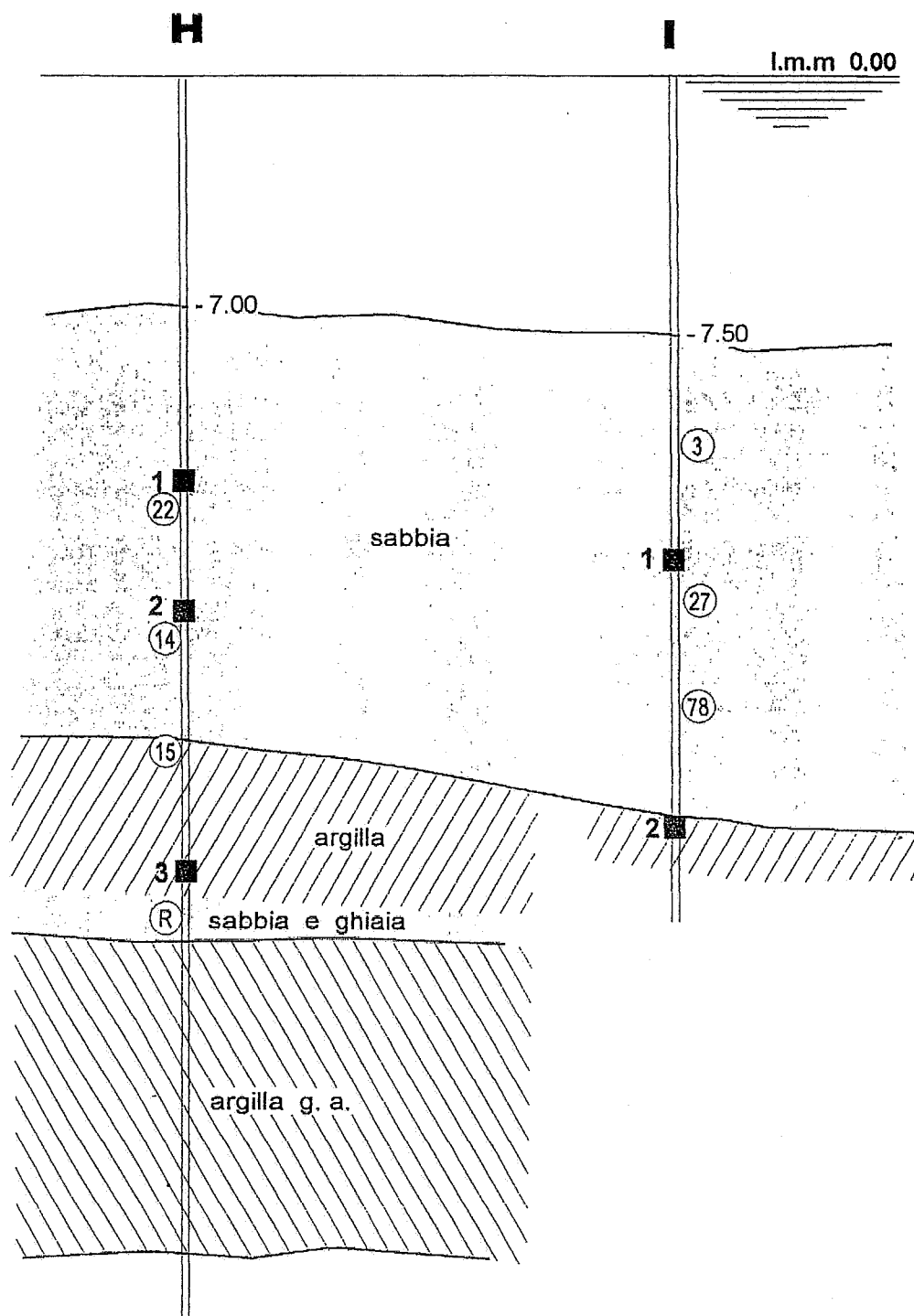


FIG. 2/c - Profilo litostratigrafico schematico in asse alla banchina di riva



# TABELLA 1

## ELENCO DEI CAMPIONI ANALIZZATI

SOND. A	CAMP. 1	da m. 3.0	a m. 3.6
" A	" 2	da m. 7.0	a m. 7.5
" A	" 3	da m. 13.0	a m. 13.6
" A	" 4	da m. 24.3	a m. 24.7
SOND. B	CAMP. 1	da m. 6.0	a m. 6.6
" B	" 2	da m. 9.5	a m. 10.0
" B	" 3	da m. 29.7	a m. 30.0
SOND. C	CAMP. 1	da m. 5.0	a m. 5.6
" C	" 2	da m. 8.4	a m. 8.9
SOND. D	CAMP. 1	da m. 7.0	a m. 7.6
" D	" 2	da m. 20.7	a m. 21.2
SOND. F	CAMP. 1	da m. 3.4	a m. 4.0
" F	" 2	da m. 7.6	a m. 8.2
" F	" 3	da m. 13.0	a m. 13.6
" F	" 4	da m. 24.3	a m. 24.6
SOND. G	CAMP. 1	da m. 11.1	a m. 11.7
SOND. I	CAMP. 1	da m. 6.7	a m. 7.3

## 5.1. Sabbie e sabbie limose

### 5.1.1. Caratteristiche generali

I terreni in questione sono granulometricamente costituiti in prevalenza da sabbie fini, poco assortite, a luoghi passanti a sabbie limose e/o limi sabbiosi (Figg. 3/a e 3/b). Le caratteristiche fisico-meccaniche dei due litotipi non sono tra loro molto differenti (Tabb. 2.1 e 2.2). Risulta:

- peso di volume	1,85 ÷ 2,06
- peso del secco	1,38 ÷ 1,70
- contenuto d'acqua	21 ÷ 34%
- porosità	37 ÷ 49%
- grado di saturazione	86 ÷ 100%

Nel caso dei livelli più limosi è stata comunque riscontrata una plasticità molto bassa o addirittura nulla.

### 5.1.2. Caratteristiche meccaniche

Per quanto riguarda il comportamento meccanico dei terreni in esame esso è stato desunto dalle prove geotecniche di laboratorio e da quelle in sito.



The graph displays the particle size distribution of four sediment samples. The y-axis represents the percentage of material passing through a sieve of size  $D$  (mm). The x-axis is a logarithmic scale for  $D$  (mm), ranging from 0.0005 to 500. The graph is divided into three regions: ARGILLA (0.0005 to 0.075 mm), LIMO (0.075 to 0.25 mm), and GHIAIA (0.25 to 500 mm). The four curves represent different sedimentation methods, showing varying degrees of fineness.

Sample	0.0005 mm	0.002 mm	0.0063 mm	0.02 mm	0.063 mm	0.2 mm	0.63 mm	2 mm	6.3 mm	20 mm	63 mm	250 mm	500 mm
1 (Top)	14	18	22	30	40	98	100	100	100	100	100	100	
2	13	17	21	29	39	97	100	100	100	100	100	100	
3	12	16	20	28	38	96	100	100	100	100	100	100	
4	11	15	19	27	37	95	100	100	100	100	100	100	
5 (Bottom)	10	14	18	26	36	94	100	100	100	100	100	100	

TAB. 2.1 - Tabella riassuntiva delle caratteristiche geotecniche dei livelli sabbiosi

S		A.			C.			C.			D.	
Campione n.		3			1			2			1	
da m		13.0			5.0			8.4			7.0	
a m		13.6			5.6			8.9			7.6	
Caratteristiche fisiche	$\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	2.70			2.70			2.71			2.69	
	$\gamma_t$ g/cm <sup>3</sup>	1.86			1.90			1.92			1.90	
	$\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>	1.44			1.47			1.50			1.46	
	w %	30			29			28			30	
	e	0.88			0.84			0.81			0.84	
	n %	47			46			45			46	
	s %	91			93			94			97	
Caratteristiche granulometriche	D > 2 mm %	1			-			-			-	
	0.02 < D < 2 mm %	96			91			92			91	
	0.002 < D < 0.02 mm %	2			4			4			5	
	D < 0.002 mm %	1			5			4			4	
	* 10 %	99			100			100			100	
	* 40 %	95			100			100			100	
	* 200 %	14			39			28			33	
Caratteristiche di consistenza	LL %	N.D.			N.D.			N.D.			N.D.	
	LP %	N.D.			N.D.			N.D.			N.D.	
	LR %											
	IP %											
	IC											
	A											
CaCO <sub>3</sub> %												
Sostanze organiche %												
USC												
HRB												
Prove Meccaniche	Tipo	CD	CD	CD	CU	CU	CU	CD	CD	CD	CU	CU
	$\gamma_t$ g/cm <sup>3</sup>	-	-	-	1.90	1.98	1.99	-	-	-	1.90	1.92
	$\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>	1.22	1.36	1.24	1.48	1.58	1.57	1.49	1.50	1.58	1.46	1.49
	w %	41	27	39	30	26	27	29	29	25	30	29
	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	0.50	0.1		0.50	0.70	1.00				0.80	1.20
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_1$ Kg/cm <sup>2</sup>				5.86	5.72	7.72				4.12	8.10
	$\sigma$ Kg/cm <sup>2</sup>	1.30	2.00	2.60				0.90	1.40	1.80		
	$\tau$ Kg/cm <sup>2</sup>	1.13	1.77	2.12				0.82	1.34	1.53		
	C					0						0
	$\phi$					43°						55°
	C' Kg/cm <sup>2</sup>		0			0.57			0			0
	$\phi'$		37°			44°			39°			49°



TAB. 2.2

Tabella riassuntiva delle caratteristiche geotecniche dei livelli limoso-sabbiosi

S		A			A.			B.			B.		
Campione n.		1			2			1			2		
da m		3,0			7,0			6,0			9,5		
a m		3,6			7,5			6,6			10,0		
Caratteristiche fisiche	$\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	2,73			2,69			2,71			2,69		
	$\gamma_t$ g/cm <sup>3</sup>	1,90			1,95			2,06			1,98		
	$\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>	1,42			1,55			1,70			1,61		
	w %	34			26			21			23		
	e	0,92			0,74			0,59			0,67		
	n %	48			43			37			40		
	s %	100			95			97			91		
Caratteristiche granulometriche	D > 2 mm %	—			—			—			—		
	0,02 < D < 2 mm %	70			77			80			84		
	0,002 < D < 0,02 mm %	14			10			9			7		
	D < 0,002 mm %	16			13			11			9		
	* 10 %	100			100			100			100		
	* 40 %	100			100			100			100		
	* 200 %	51			49			44			37		
Caratteristiche di consistenza	LL %	24			24			23			23		
	LP %	N.D.			N.D.			N.D.			N.D.		
	LR %												
	IP %	—											
	IC												
	A	1,48			1,86			2,03			2,60		
CaCO <sub>3</sub> %													
Sostanze organiche %													
USC		CL											
HRB		A6			A6			A6			A6		
		B			B			B			3		
Prove Meccaniche.	Tipo	CU	CU	CU	CD	CD	CD	CU	CU	CU	CD	CD	CD
	$\gamma_t$ g/cm <sup>3</sup>	1,97	1,96	1,93	—	—	—	2,06	2,08	2,13	—	—	—
	$\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>	1,57	1,50	1,52	1,61	1,58	1,52	1,70	1,71	1,79	1,53	1,52	1,51
	w %	26	30	27	25	25	27	21	22	19	26	29	25
	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	0,50	0,30	0,30				0,70	1,00	1,30			
	( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) <sub>1</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	3,10	2,54	2,54				5,88	8,50	12,82			
	$\sigma$ Kg/cm <sup>2</sup>				0,70	1,00	1,40				1,00	1,50	2,0
	$\tau$ Kg/cm <sup>2</sup>				0,67	0,93	1,38				0,97	1,38	1,7
	c	0,32							0				
	$\phi$	38°							58°				
	C1 Kg/cm <sup>2</sup>	0,41				0			0			0	
	$\phi'$	30°				44°			54°			37°	



Nel primo caso sono state condotte prove di compressione triassiale (del tipo consolidato non drenato, con misura delle pressioni interstiziali), prove di taglio diretto (del tipo consolidato, drenato), nonché prove di compressione edometrica, alcune delle quali del tipo CRS. Nel secondo caso sono state effettuate prove penetrometriche di tipo dinamico.

Le prove TRX,CU e TD,CD forniscono resistenza a rottura discretamente alta, espressa dai seguenti valori dei parametri coesione e angolo di resistenza a taglio (in termini di tensioni efficaci):

$$\text{TRX,CU: } c' = 0$$

$$\phi' = 44^\circ \div 54^\circ$$

$$\text{TD,CD : } c' = 0$$

$$\phi' = 37^\circ \div 44^\circ$$

In qualche caso le prove denunciano anche modesti valori di coesione, più apparente che reale.

Per quanto riguarda il comportamento a rottura, è stato tuttavia osservato un comportamento generalmente di tipo dilatante, tipico di materiale parzialmente rimaneggiato; inoltre in fase di consolidazione (pur sotto valori modesti delle tensioni applicate pari a quelle efficaci in sito) si è verificata una elevata espulsione di acqua, per cui lo stato finale del

campione, prima della rottura, è differente da quello attualmente in sito. Ciò è anche mostrato dal differente comportamento a rottura denunciato nel corso delle prove di taglio diretto.

Va, infine, osservato che la resistenza su cui poter fare affidamento, non è quella di picco, bensì quella che compete allo stato critico, come può dedursi dall'esame delle curve sforzo-deformazione. Con riferimento allo stato critico si ottengono pertanto valori di resistenza più ridotti, espressi dai parametri:

$$c' = 0$$

$$\phi' = 32^\circ + 39^\circ.$$

Venendo ai risultati delle prove penetrometriche SPT, riportati nelle Tabb. 3.1 e 3.2, sono stati ottenuti valori di  $N_{SPT}$  compresi fra pochi colpi ( $< 10$ ) e 78 colpi. Non mancano, tuttavia, strati molto addensati in cui si è giunti al rifiuto già nel secondo tratto di infissione.

Tuttavia, per poter correlare opportunamente i valori forniti dalle prove SPT ai parametri geotecnici dei terreni occorre tenere in debita considerazione fattori (quali la granulometria del terreno, la presenza dell'acqua, le tensioni efficaci in sito), che influenzano i valori della resistenza alla penetrazione.

**TABELLA 3.1**
**RISULTATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE**
**TIPO S.P.T.**
**TAB. I**

Sondaggi	Profondità*	N <sub>colpi</sub>		
S4	6,05 ÷ 6,50	8	12	15
S6 bis	2,50 ÷ 2,95	1	2	1
	3,50 ÷ 3,95	6	11	12
T1	3,60 ÷ 4,05	13	12	11
T2	8,00 ÷ 8,45	5	6	3
P1	7,50 ÷ 7,95	2	3	3
	9,00 ÷ 9,45	3	5	9
	11,00 ÷ 11,40	4	7	15
P3	2,50 ÷ 2,95	6	10	16
	4,90 ÷ 5,35	8	15	18
	8,00 ÷ 8,45	10	10	11
P4	3,30 ÷ 3,75	10	15	19
	4,00 ÷ 4,45	15	17	24

\* La profondità di prova è riferita alla quota del fondale marino.



SIGLA SONDAGGIO	SPT		
	PROFONDITA' (m)	NUM. COLPI	
SA	3,60	4-4-6	L
	7,50	9-21-33	S
	13,60	6-13-21	S
	16,7	4-6-5	L
SB	3,5	8-4-6	S
	6,6	15-25-46	S
	14,2	13-23-27	S
	27,0	40-R	S
SC	3 (sabbia)	6-4-3	
SD	9,0	11-16-23	S
	15,0	13-20-31	S
	21,2	12-17-28	S
SF	4,00	5-5-8	L
	8,20	23- R	L
	13,60	9-13-17	L
SG	3,20	1-1	L
	6,50	1-1-1	L
	11,70	2-3-5	L
	18,40	3-7-12	L
SH	5,60	8-8-14	S
	9,30	7-7-7	S
	13,00	7-7-8	S
	18,40	19-R	S
SI	5,00	5-2-1	S
	7,30	7-12-15	S
	10,30	15-28-50	S

Peck e Bazaraa, sulla base di correlazioni dei risultati di un numero notevole di prove SPT e di prove di carico su piastra, hanno suggerito di correggere i valori sperimentali  $N_{SPT}$  mediante le seguenti espressioni:

$$N'_{SPT} = 4 N_{SPT} / (1 + 4,097 \sigma'_v)$$

per  $\sigma'_v < 0,732 \text{ Kg/cm}^2$

$$N'_{SPT} = 4 N_{SPT} / (3,25 + 1,024 \sigma'_v)$$

per  $\sigma'_v > 0,732 \text{ Kg/cm}^2$

In seguito Peck (1974) ha apportato alcune modifiche, suggerendo di tenere conto della influenza delle tensioni efficaci attraverso il coefficiente di correzione  $C_n$ ; per cui si ha:

$$N'_{SPT} = C_n N_{SPT}$$

con:

$$C_n = 0,77 \log 20/\sigma'_v.$$

$\sigma'_v$  è la tensione efficace agente alla profondità alla quale è eseguita la prova.

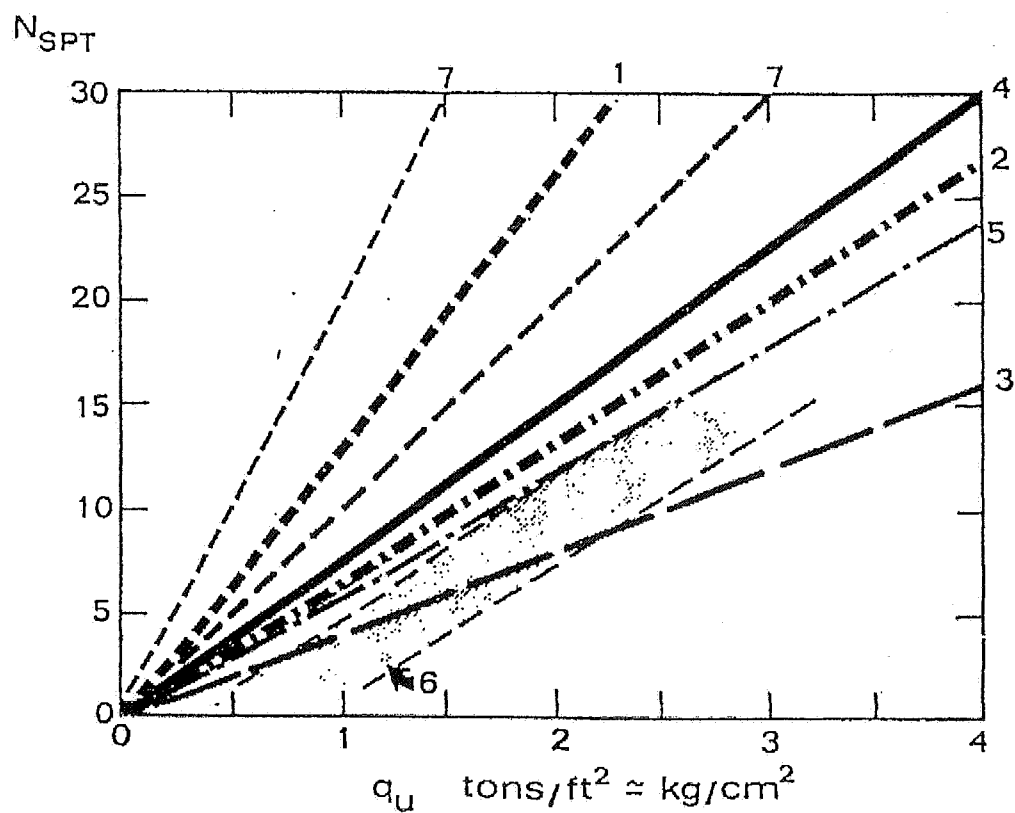
Nella Fig. 4 sono riportate le correlazioni suggerite nel "Design Manual for Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures", cui sono sovrapposti i risultati di correlazioni fatte da Houston (1960), Fletcher (1965), Shioi e Fukuni (1982). Tali correlazioni sono valide in particolare per i terreni a grana fine (limi e argille).

Per quanto riguarda il problema dell'influenza della presenza della falda d'acqua sui valori di  $N_{sPT}$ , questo è stato affrontato da diversi autori (Schultze e Menzenbach, 1961; Schultze e Melzer, 1965; Gibbs e Holtz, 1957; Terzaghi e Peck, 1948; Peck e Bazaraa, 1969), con molta disparità di risultati e di giustificazioni di ordine teorico.

Prove eseguite in laboratorio (Gibbs e Boltz, 1957; Schultze e Melzer, 1965) conducono al risultato che la presenza dell'acqua fa diminuire i valori di  $N_{sPT}$  (a parità di densità relativa, tensioni di confinamento e granulometria); tale diminuzione è più risentita nelle sabbie grossolane che nelle sabbie fini; tuttavia gli stessi Gibbs e Holtz sembrano molto perplessi sulla credibilità di questi risultati.

Terzaghi e Peck ritengono che gli unici tipi di sabbie che risentano della presenza della falda d'acqua siano quelle fini e/o limose molto compatte e per esse,

1. DM-7 ARGILLE LIMOSE E ARGILLE DI BASSA PLASTICITÀ
2. DM-7 ARGILLE DI MEDIA PLASTICITÀ
3. DM-7 ARGILLE DI ALTA PLASTICITÀ
4. TERZAGHI-PECK (1948)
5. FLETCHER (1965) ARGILLA DI CHICAGO
6. HOUSTON (1960)
7. SHIOI - FUKUI (1982)



ALCUNE CORRELAZIONI  $N_{SPT} - q_u$

$q_u$  = RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE NON  
CONFINATA  $\approx 2 c_u$  NELLE ARGILLE SATURE

quando il valore di  $N_{SPT}$  misurato risulta superiore a 15, consigliano la seguente espressione correttiva:

$$N' = 15 + 0,5 (N_{SPT} - 15) \quad \text{con } N_{SPT} > 15 \quad (1)$$

L'indagine sistematica in situ per lo studio degli effetti dell'immersione delle sabbie molto fini (si intendono sabbie molto fini quelle aventi diametro effettivo compreso tra 0,1 e 0,05 mm) e/o limose sui valori di  $N_{SPT}$  è quella di Bazaraa (1967) e Peck e Bazaraa (1969), che hanno studiato i risultati ottenuti in fori di sondaggi situati in 11 differenti zone, mediando i valori di  $N_{SPT}$  per una profondità di circa 1 m sopra e sotto il livello della falda.

Risulta che, mediamente, il valore di  $N_{SPT}$  sotto la falda è circa 1,7 volte superiore a quello ottenuto sopra di essa e che l'aumento è più pronunciato nel caso di sabbie sciolte che nel caso di sabbie dense. Tali autori suggeriscono che la densità relativa di sabbie molto fini e/o limose immerse, in cui sia stato misurato il valore di  $N_{SPT}$ , possa essere uguale a quella di una sabbia asciutta la cui resistenza alla penetrazione è data da:

$$N' = 0,6 N_{SPT} \quad \text{per } N_{SPT} \text{ qualunque} \quad (2)$$

In generale, la maggior parte degli autori sono concordi nel trascurare l'effetto sui valori di  $N_{SPT}$  della presenza della falda d'acqua nelle sabbie fini, medie e grossolane e di utilizzare invece la (1) nelle sabbie molto fini e/o limose compatte.

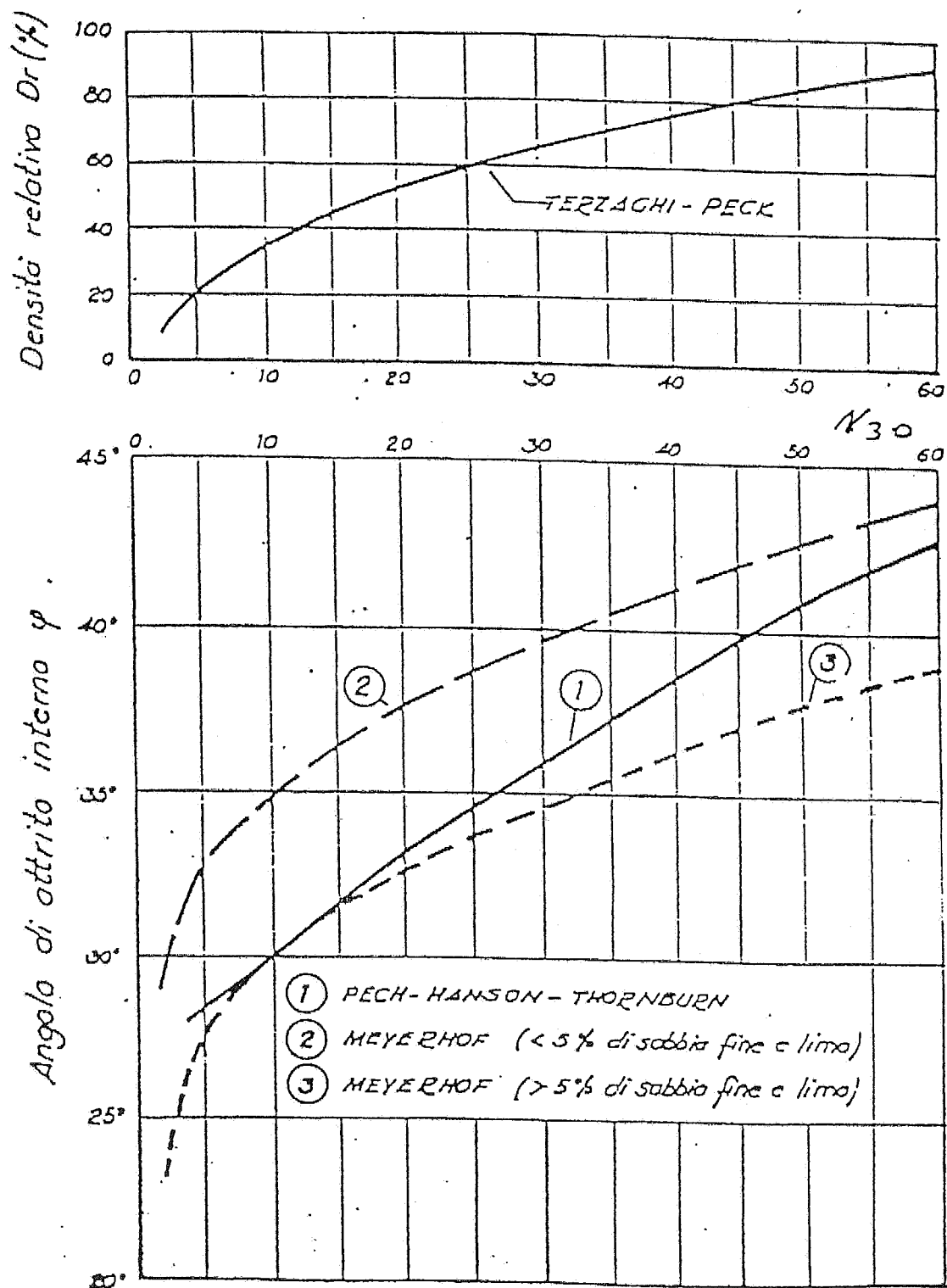
Per la valutazione della densità relativa " $D_R$ ", si può fare riferimento alle correlazioni empiriche di Terzaghi-Peck, riportate in grafico nella Fig. 5; l'angolo di attrito interno si può stimare tramite altre correlazioni empiriche come ad esempio quella di Peck-Hanson-Thornburn o di Meyerhof riportate anch'esse in grafico nella Fig. 5.

Sulla base dei risultati delle prove svolte (cfr. Tabb. 3.1 e 3.2), corretti come suggerito da vari autori per tener conto delle tensioni efficaci e del fatto che i terreni sono immersi in acqua, si perviene a valori di  $N'_{SPT}$  pari mediamente a:

$$N'_{SPT} = 20 + 25.$$

A tali valori corrispondono, nel caso dei litotipi sabbiosi e/o limoso-sabbiosi in esame, valori di resistenza, espressi in termini di tensioni efficaci, e di densità relativa pari a:

STANDARD PENETRATION TEST  
CORRELAZIONI FRA N, DENSITA' RELATIVA E ANGOLO D'ATTRITO  
(TERRENI SBBIOSI)



$$D_R = 50 \div 70\%$$

$$\phi = 38^\circ \div 40^\circ$$

a conferma di quanto osservato a commento delle prove geotecniche di laboratorio.

Per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità dei terreni in questione, esse sono state valutate sia sulla scorta delle prove in sito che di quelle in laboratorio.

Nel primo caso, i parametri di deformabilità possono ricavarsi da correlazioni suggerite da Mitchell e Gardner (1975) riportate nei grafici della Fig. 6, ove sono confrontati i valori del modulo confinato ( $M_o$ ) con i valori  $N_{SPT}$ .

Denver (1982) osserva che il modulo di Young  $E$  e il valore di  $N_{SPT}$  sono legati da una relazione espressa dall'equazione:

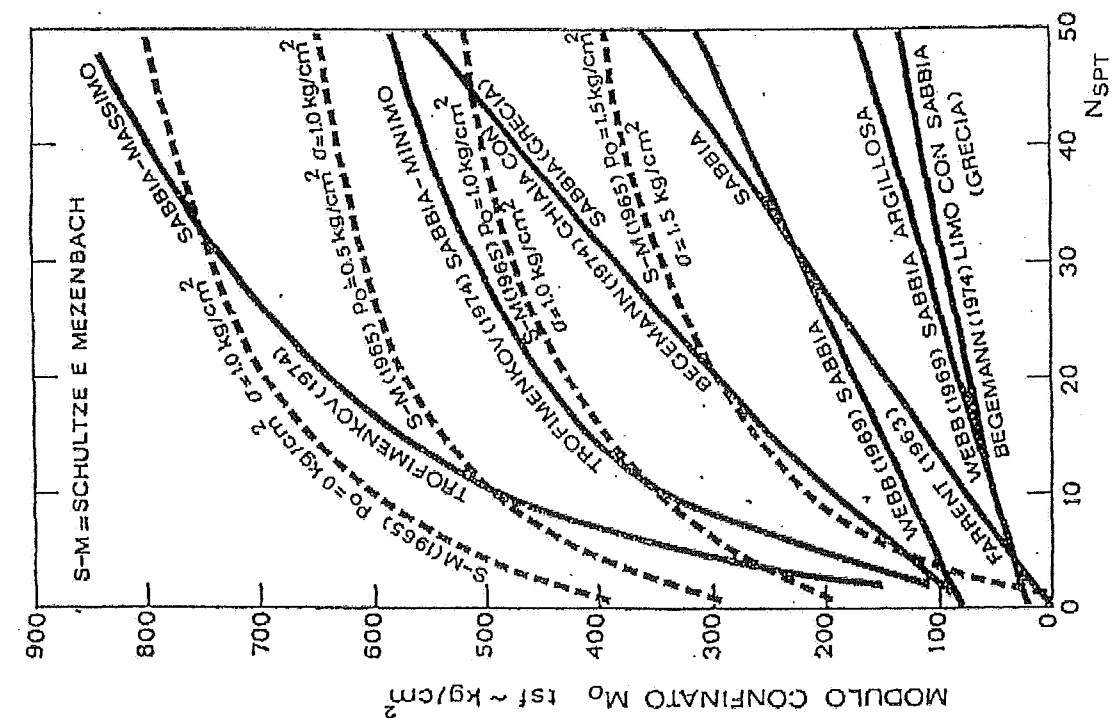
$$E = S_1 (N_{SPT}) + S_2$$

ove i valori  $S_1$  ed  $S_2$ , costanti, sono riportati nella tabella con riferimento a diversi tipi di terreno.

Pertanto, con riferimento ai valori di Webb per sabbia satura, per  $N_{SPT} = 20 \div 25$ , risulta:

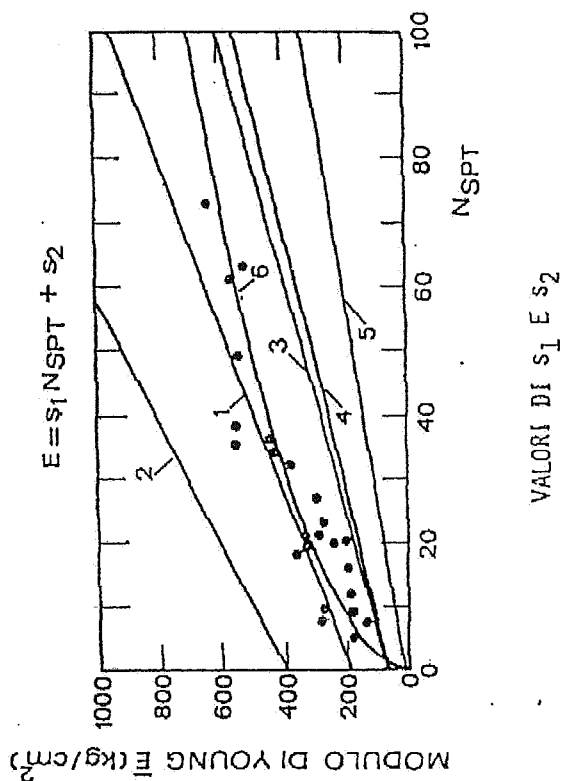
$$E = 17 \div 19 \text{ MPa } (= 170 \div 190 \text{ Kg/cm}^2),$$





a) : RELAZIONI  $M_o - N_{spt}$

(MITCHELL E GARDNER, 1975)



CURVA	$S_1$ [MPa]	$S_2$ [MPa]	NOTE	RIFERIMENTO
1	0.756	18.75	SABIA E GHIAIA NC	D'APPOLONIA ET AL., 1970
2	1.043	36.79	SABIA SC	D'APPOLONIA ET AL., 1970
3	0.517	7.46	—	SCHULTZE & MEZENBACH, 1961
4	0.478	7.17	SABIA SATURA	WEBB, 1970
5	0.316	1.58	SABIA ARGILLOSA	WEBB, 1970

b) RELAZIONI  $\bar{E} - N_{spt}$  (DENVER, 1982)

FIG 6 - Correlazione tra  $N_{30}$  e il modulo confinato  $M_o$  e il modulo di Young  $\bar{E}$

mentre dal diagramma di Mitchell si ricava per il modulo confinato  $M_o$  valori dell'ordine di:

$$M_o = 100 \div 150 \text{ Kg/cm}^2.$$

Valori non dissimili sono ricavabili dall'analisi delle curve di compressibilità edometrica (cfr. certificati delle prove geotecniche di laboratorio) nell'ambito del campo di tensioni indotte dalle strutture in esame.

Nella Tab. 2.3 sono riportati i valori dei parametri geotecnici derivanti dalle prove di compressione edometrica svolte. Con riferimento all'intervallo dei carichi indotti dalle opere in progetto risulta:

$$C_c = 0,035 \div 0,100$$

$$D = 86 \div 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$m_v = 1,0 \div 3,8 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

$$C_v = 3 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$K = 10^{-3} \div 10^{-5} \text{ cm/s}$$

## 5.2. Litotipi argilloso-limosi

Nell'ambito dell'area indagata sono stati prelevati alcuni campioni (individuati dalle sigle B3, D2 e G1) a

TAB. 2.3 - Tabella riassuntiva delle prove di compressione edometrica sui terreni sabbiosi

campione	profondità	$\Delta\sigma_v$ (kg/cm <sup>2</sup> )	D (kg/cm <sup>2</sup> )	Cc (NC)	$m_v$ (cm <sup>2</sup> /kg)	$C_v$ (m <sup>2</sup> /s)	K (cm/s)
A2	- 7	1.5-3.0	86	0.190	$3.8 \times 10^{-3}$	$3 \times 10^{-6}$	$10^{-5}$
A3	-13	"	115	0.396	$3.0 \times 10^{-3}$	"	$10^{-4}$
B1	- 6	"	200	0.121	$1.3 \times 10^{-3}$	"	$10^{-5}$
B2	-10	"	200	0.121	$1.3 \times 10^{-3}$	"	$10^{-3}$
C1	- 5	"	200	0.109	$1.2 \times 10^{-3}$	"	$10^{-5}$
C2	- 8	"	250	0.116	$1.0 \times 10^{-3}$	"	$10^{-5}$
D1	- 7	"	227	0.111	$1.0 \times 10^{-3}$	"	$10^{-5}$

grana prevalentemente fina, appartenenti a differenti litotipi.

I risultati delle prove svolte sono riassunti nella Tab. 4.1. In Fig. 7 sono riportate le curve granulometriche dei suddetti campioni. Il campione B3 è più propriamente un'argilla marnosa (l'apparente lacuna granulometrica evidenziata dalla curva è verosimilmente dovuta al fatto che una parte del materiale -le scaglie marnose più dure- non si è completamente disciolta prima dell'analisi granulometrica). Gli altri due rappresentano, invece, livelli argilloso-limosi e argilloso-sabbiosi con limo intercalati nel banco sabbioso di fondo mare.

Con riferimento a questi ultimi due campioni ed ai campioni S5/1, T2/1 e P3/1 delle indagini Margiotta-Zoppi (Tab. 4.2), i terreni in questione possono essere classificati come argille e limi sabbiosi a plasticità medio-alta.

Le caratteristiche fisico-meccaniche risultano alquanto variabili in relazione alla composizione granulometrica ed alla storia tensionale del deposito. Risultata:

- peso di volume	1,99 ÷ 2,12 t/m <sup>3</sup>
- peso dell'unità del volume del secco	1,57 ÷ 1,70 t/m <sup>3</sup>

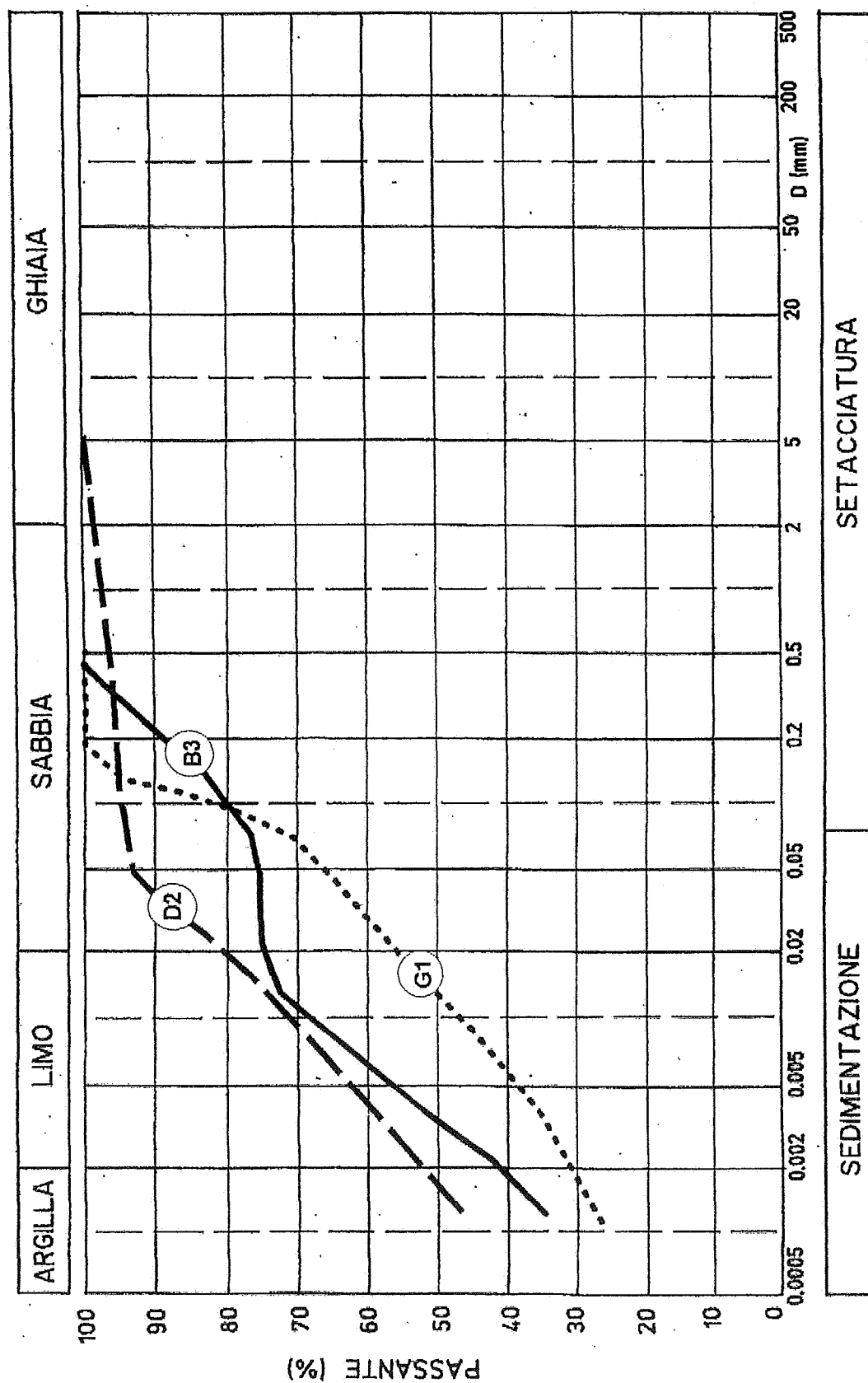


FIG. 7 - Curve granulometriche dei livelli argilloso-limosi e limoso-argillosi

TAB. 4.1

Tabella riassuntiva delle caratteristiche geotecniche dei litotipi  
argilloso-limosi e limoso-argillosi

S		B	D.		G					
Campione n.		3	2		1					
da m		29,7	20,7		11,1					
a m		30,0	21,2		11,7					
Caratteristiche fisiche	$\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	2,72	2,72		2,71					
	$\gamma_t$ g/cm <sup>3</sup>	2,28	2,05		1,99					
	$\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>	2,02	1,70		1,57					
	w %	13	20		27					
	e	0,35	0,60		0,72					
	n %	26	37		42					
	s %	99	93		100					
Caratteristiche granulometriche	D > 2 mm %	—	2		—					
	0,02 < D < 2 mm %	26	18		44					
	0,002 < D < 0,02 mm %	32	28		25					
	D < 0,002 mm %	42	52		31					
	* 10 %	100	99		100					
	* 40 %	100	97		100					
	* 200 %	75	93		71					
Caratteristiche di consistenza	LL %	34	52		29					
	LP %	18	18		18					
	LR %	—	—		—					
	IP %	16	34		11					
	IC	1,35	0,95		0,23					
	A	0,37	0,65		0,35					
CaCO <sub>3</sub> %										
Sostanze organiche %										
USC		CL	CH		CL					
HRB		A6	A7-6		A6					
		10	18		8					
Prove Meccaniche	Tipo	CD	CD	CD	CU	CU	CU	CU	CU	CU
	$\gamma_t$ g/cm <sup>3</sup>	—	—	—	2,03	2,10	2,09	1,92	1,95	1,93
	$\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>	1,80	1,92	1,85	1,61	1,74	1,72	1,47	1,50	1,47
	w %	18	14	17	26	21	21	31	30	31
	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>				2,10	3,10	4,10	1,10	1,60	2,20
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_1$ Kg/cm <sup>2</sup>				3,04	8,04	6,82	1,86	1,90	2,54
	$\sigma$ Kg/cm <sup>2</sup>	2,80	4,50	6,80						
	$\tau$ Kg/cm <sup>2</sup>	2,80	4,48	5,27						
	c	(c <sub>R</sub> = 0)			0,44			0,37		
	$\phi$	(φ <sub>R</sub> = 30°)			30°			15°		
	c' Kg/cm <sup>2</sup>	0			0,45			0,11		
	φ'	42°			34°			30°		

# Sondaggio:

## Cessione:

### Profondità:

	1	5	6	6 bis	12	P1	P1	P3	P3	P3	P4	P4
da 1.	34,60	23,50	22,70	5,50	23,19	23,00	25,00	17,00	28,00	23,00	9,00	9,90
a 1.	25,10	24,00	23,20	6,10	22,50	23,50			28,50		9,50	10,40
	1	1	1	1	2	1	1		1		1	2
Contenuto in acqua	(%)											
Contenuto Ca Co3	(%)	22,85	24,20	40,46	44,07	24,70	23,40	19,50	25,05	20,22	34,02	34,60
Sostanze Organiche	(%)	25,40	45	30,50	50,40	21,70	40,90	-	25,40	-	51,00	51,30
Peso di volume naturale	(KN/mc)	19,83	10,74	16,73	17,83	24,25	29,27	-	5,38	-	18,43	17,82
Peso di volume secco	(KN/mc)	15,73	15,00	15,16	11,70	15,95	16,23	-	19,53	-	-	13,09
Peso specifico dei grani	(-)	2,69	2,66	2,55	2,72	2,70	2,68	2,59	2,70	2,69	2,71	2,67
argilla e lizo (USCS)	(%)	90,30	10,00	14,50	81,50	90,00	64,00	64,20	97,20	80,40	84	49,40
sabbia (USCS)	(%)	1,70	89,20	85,10	10,50	9,20	35,20	35,00	2,00	18,10	15,90	50,20
ghiaia (USCS)	(%)	0	0	0	0	10	0	0	0	1,50	20	40
Limite liquido	(%)	35	N.D.	N.D.	N.D.	32	19	10	24	30	24	N.D.
Indice di plasticita'	(%)	17	N.D.	N.D.	N.D.	12	0	0	13	22	1	N.D.
Limite di ritiro	(%)	13,67	22,07	-	-	-	-	-	20,93	-	-	-
C' da Taglio diretto	(KN/mq)	11,01	11,01	22,50	-	10	5,70	-	16,44	-	-	27,94
C' da Taglio diretto	(gradi)	25	42	30	-	31	37	-	22	-	-	32
C' Taglio diretto rianeggiato	(KN/mq)	17,14	9,73	25,02	-	27	6,19	-	10,87	-	-	16,03
C' Taglio diretto rianeggiato	(gradi)	22	32	27	-	27	24	-	21	-	-	30
C' da Taglio residuo	(KN/mq)	2,21	1,40	1,85	-	16	5,80	-	36	-	-	3,43
C' da Taglio residuo	(gradi)	22	31	25	-	24	24	-	20	-	-	17
Eed da 10 a 20 KN/mq	(KN/mq)	3799	4170	2909	1967	-	2192	-	6423	-	-	3736
Eed da 20 a 50 KN/mq	(KN/mq)	1974	4650	7607	2220	-	4400	-	4265	-	-	5063
Eed da 50 a 100 KN/mq	(KN/mq)	2066	7506	12127	2730	7536	5042	-	4647	-	-	7571
Eed da 100 a 200 KN/mq	(KN/mq)	4165	11705	26116	6264	5670	9654	-	4998	-	-	10949
Eed da 200 a 400 KN/mq	(KN/mq)	6525	17701	34655	7453	5943	15393	-	5905	-	-	15150
Eed da 400 a 800 KN/mq	(KN/mq)	11065	29359	58009	10370	11677	26362	-	11043	-	-	22330
Deformazione di rigonfiamento	(%)	-0,01	-0,02	-0,03	-0,02	-	-0,01	-	-0,01	-	-	-0,01
σ da compressione C.N.C.	(KN/mq)	-	-	-	-	-	-	-	05,20	-	-	-

TAB. 4.2 - Quadro riassuntivo dei risultati delle prove di laboratorio

- contenuto naturale d'acqua	20 ÷ 27%
- limite liquido	29 ÷ 52%
- indice plastico	11 ÷ 34%
- coesione efficace	0
- angolo attrito efficace	21° ÷ 34°

Infine, le prove di compressione edometrica denunciano un'alta deformabilità.

### 5.3. Argille grigio-azzurre

Nel corso dei sondaggi geognostici effettuati per la perizia in oggetto non sono stati prelevati campioni indisturbati delle argille di base; pertanto, per la caratterizzazione geomeccanica di detti terreni si è fatto riferimento ai dati già in possesso dello scrivente relativi a prove geotecniche di laboratorio effettuate su campioni prelevati in mare nella zona del porto turistico e della frana del Montagnolo.

Più in generale, per la caratterizzazione fisico-meccanica si è fatto riferimento ai dati in possesso dello scrivente nonchè a quelli riportati nella letteratura tecnica e scientifica.

La Tab. 5 (estratta da un lavoro scientifico di G.A. Garzonio) riporta i parametri statistici relativi ad un



PROP.	UNITS	MEAN $\bar{x}$	ST.DEV. $s$	C.VAR. $s^2/\bar{x}$	MAX. VAL.	MIN. VAL.	SKED. $s_k$	KURT. $k$	N. SAMP.
$\gamma$	$\text{Mg/m}^3$	19.8	0.07	0.033	21.1	18.2	0.018	2.111	363
W	%	23.5	3.87	0.161	36	11	0.375	2.817	121
WL	%	60.6	8.12	0.131	80	38	-0.409	3.013	255
WP	%	25.9	3.93	0.152	37	17	0.118	2.688	255
IP	%	31.6	7.62	0.219	51	18	0.190	2.859	255
e	-	0.712	0.10	0.141	0.965	0.150	-0.196	2.381	93
CaCO	%	26.7	1.36	0.163	61	23	3.293	3.565	138
qu	kPa	690	1.01	0.57	1876	186	0.826	3.160	115
cu	kPa	310	2.02	0.56	911	88	0.897	3.300	115
$\phi'$	°	25.5	1.98	0.19	31	12	-1.06	1.160	30
$\sigma_{\text{cas}}$	°	17.5	1.83	0.275	27	8.5	0.15	3.106	22

TAB. 5 - Parametri statistici delle argille plioceniche di Ancona

gran numero di campioni (oltre cento) delle argille grigio-azzurre plioceniche di Ancona. Risulta:

- peso dell'unità di volume	1,82 + 2,14 t/m <sup>3</sup>
- contenuto naturale d'acqua	14 ÷ 36%
- limite liquido	38 ÷ 80%
- indice plastico	18 ÷ 54%

Trattasi, pertanto, di argille limose a consistenza solido-plastica, con plasticità medio-alta della frazione argillosa. Le Figg. 8 e 9 allegate sono, invece, relative ai campioni prelevati in mare e indagati in precedenza dallo scrivente.

Per caratterizzare il comportamento geomeccanico dei terreni che affiorano nella zona di mare antistante il versante del Montagnolo, sono state eseguite alcune prove geotecniche di laboratorio su campioni indisturbati prelevati nel corso di sondaggi geognostici terebrati in mare. Queste indagini si affiancano e completano quelle a suo tempo eseguite nel corso della campagna di indagini per la progettazione del porto turistico.

In questa sede si illustrano brevemente i caratteri geotecnici dei terreni in parola facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio esperite nel corso della suddetta campagna di indagini, confrontandoli con quelli ottenuti nel corso di studi precedenti.

I campioni indisturbati prelevati ed esaminati riguardano essenzialmente il substrato costituito dalle argille plioceniche.

I valori dei parametri geotecnici forniti dalle prove non differiscono da quelli relativi ai campioni prelevati a terra, fatta eccezione per le caratteristiche di resistenza meccanica. Infatti, le prove di taglio diretto e di compressione triassiale (Figg. 10/a e 10/b), hanno evidenziato una resistenza a taglio di picco caratterizzata da una coesione e da un angolo di attrito drenati pari a:

$$C' = 15 \div 120 \text{ KPa } (0,15 \div 1,2 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\phi' = 23^\circ \div 32^\circ,$$

e da una resistenza residua (Fig. 10/c) caratterizzata da un angolo di attrito residuo pari a:

$$\phi'_r = 11^\circ \div 17^\circ,$$

valori questi che confermano in buona parte i risultati geotecnici ottenuti dalle prove esperite per la realizzazione del porto turistico di Marina Dorica.

Le zone costituite da materiale detritico rimaneggiato, in base alle indagini esperite per la realizzazione del porto turistico di Marina Dorica,

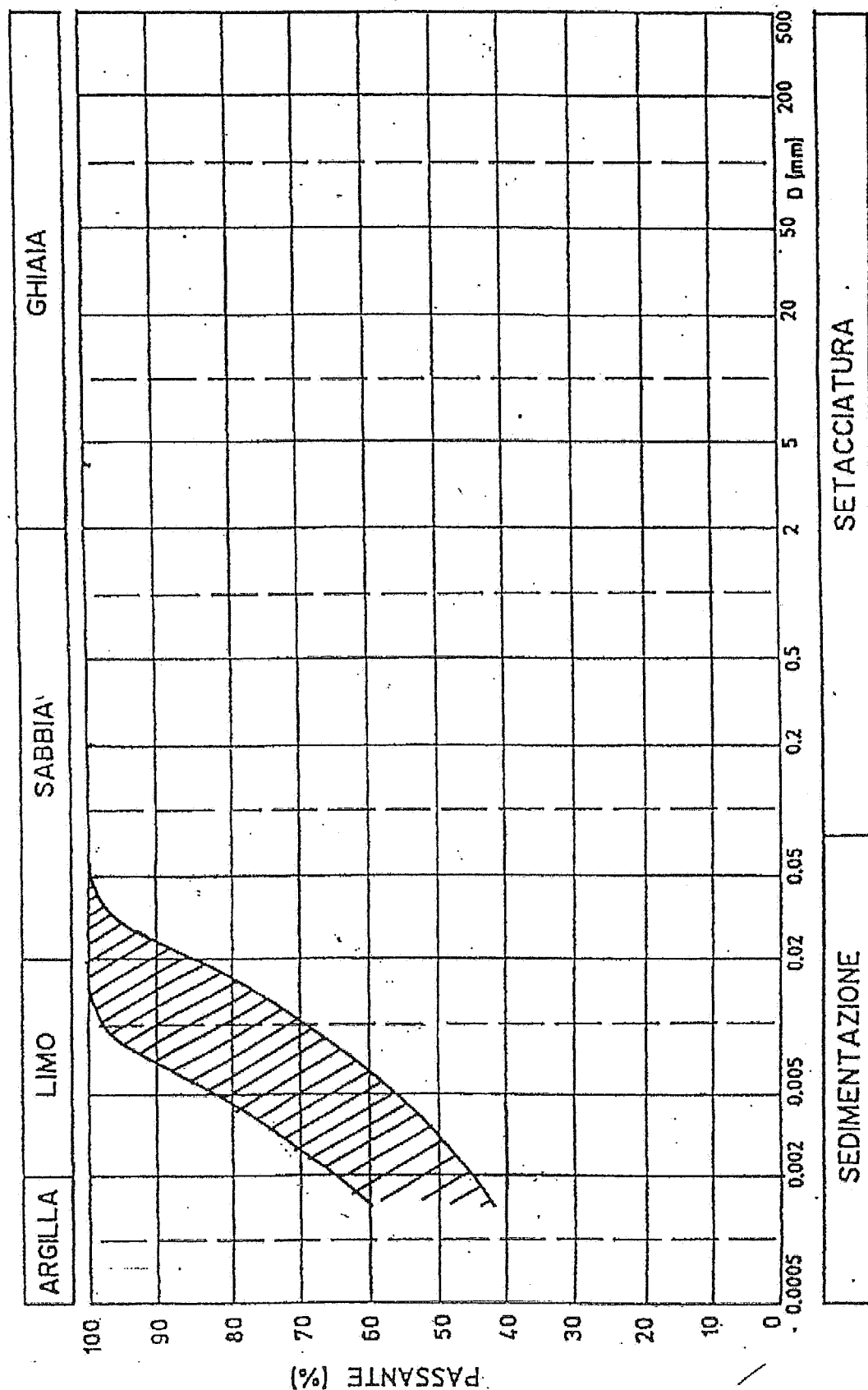


FIG. 8 - Fuso granulometrico dei campioni di argille grigio-azzurre prelevati a mare nella zona antistante il porto turistico e la frana del Montagnolo

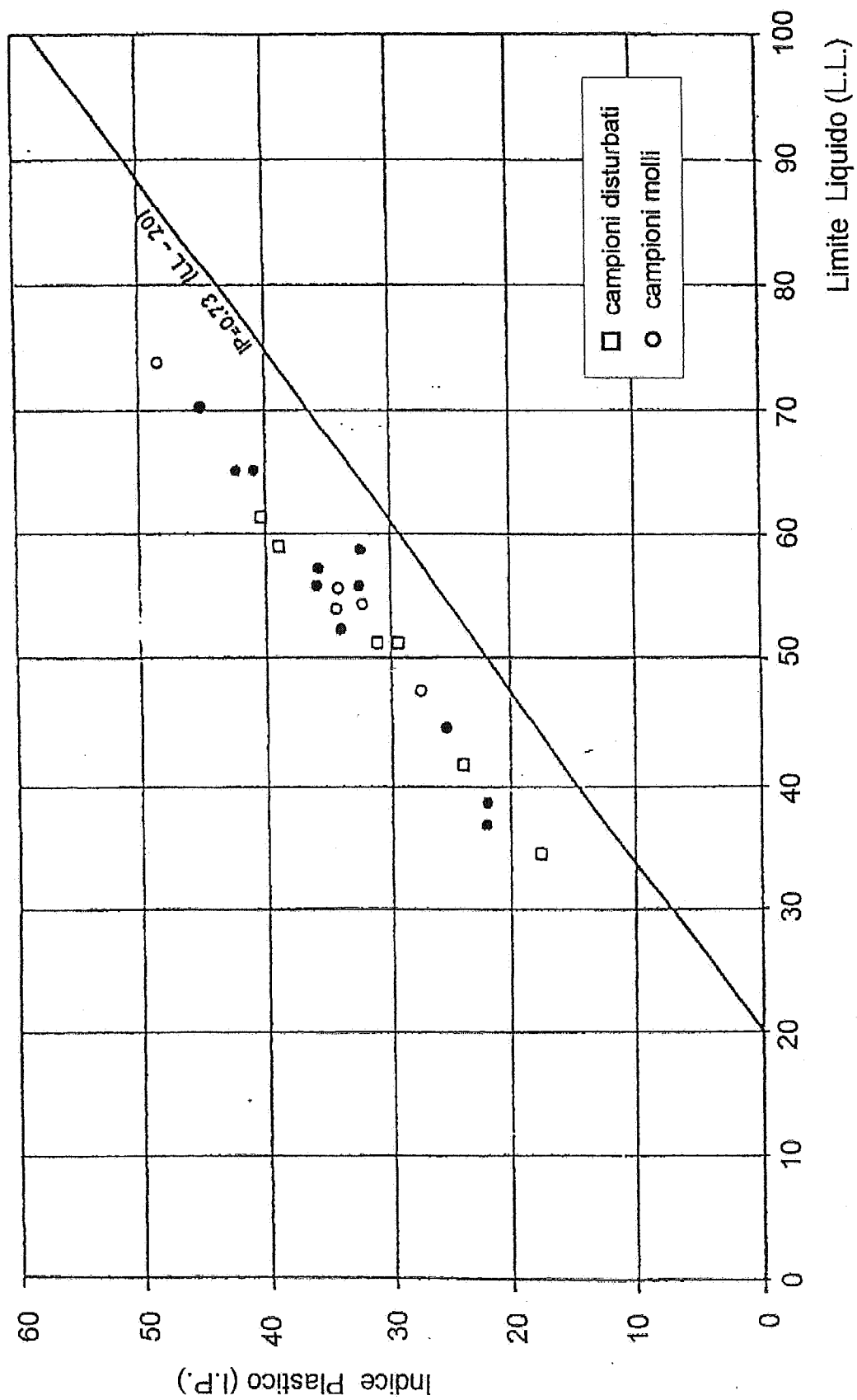


FIG. 9/a - Abaco di Casagrande dei campioni di argilla g.a. prelevati a mare nella zona antistante il porto turistico e la frana del Montagnolo

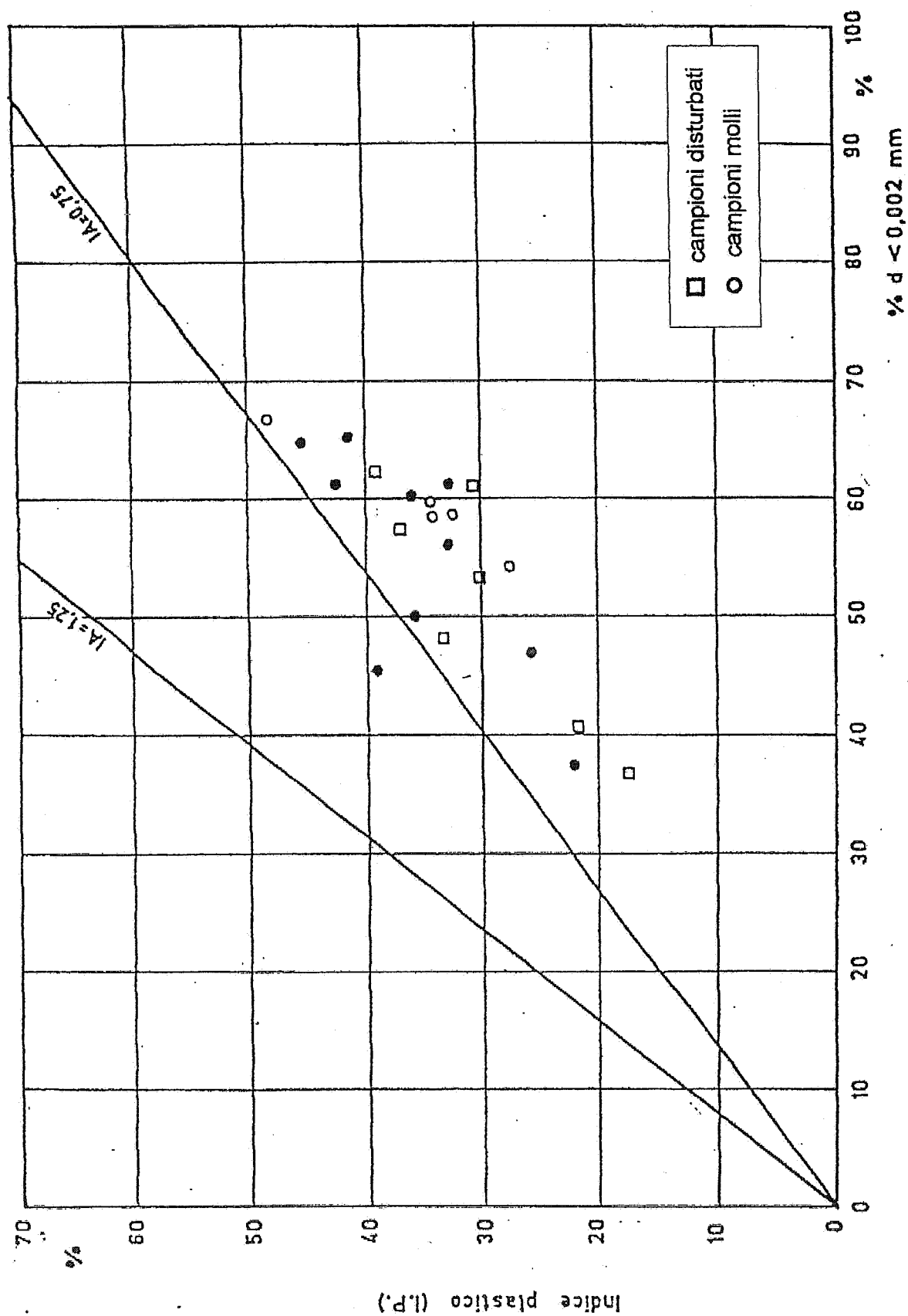


FIG. 9/b - Carta di attività della frazione argillosa dei campioni prelevati a mare nella zona antistante il porto turistico e la frana del Montagnolo

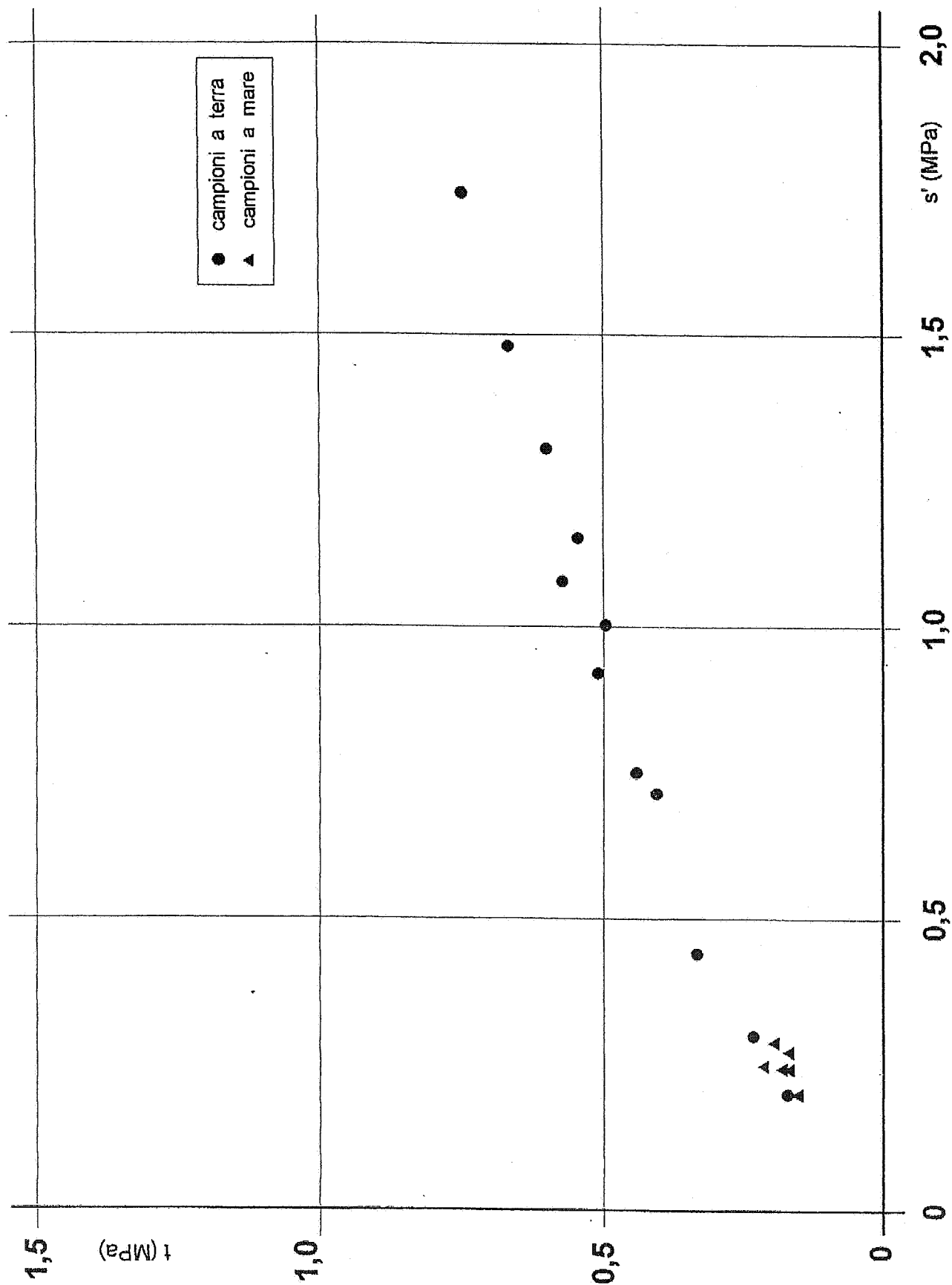


FIG. 10/a - Resistenza di picco delle argille grigio-azzurre, determinate attraverso prove di compressione triassiale consolidate drenate su campioni prelevati nell'area della frana del Montagnolo

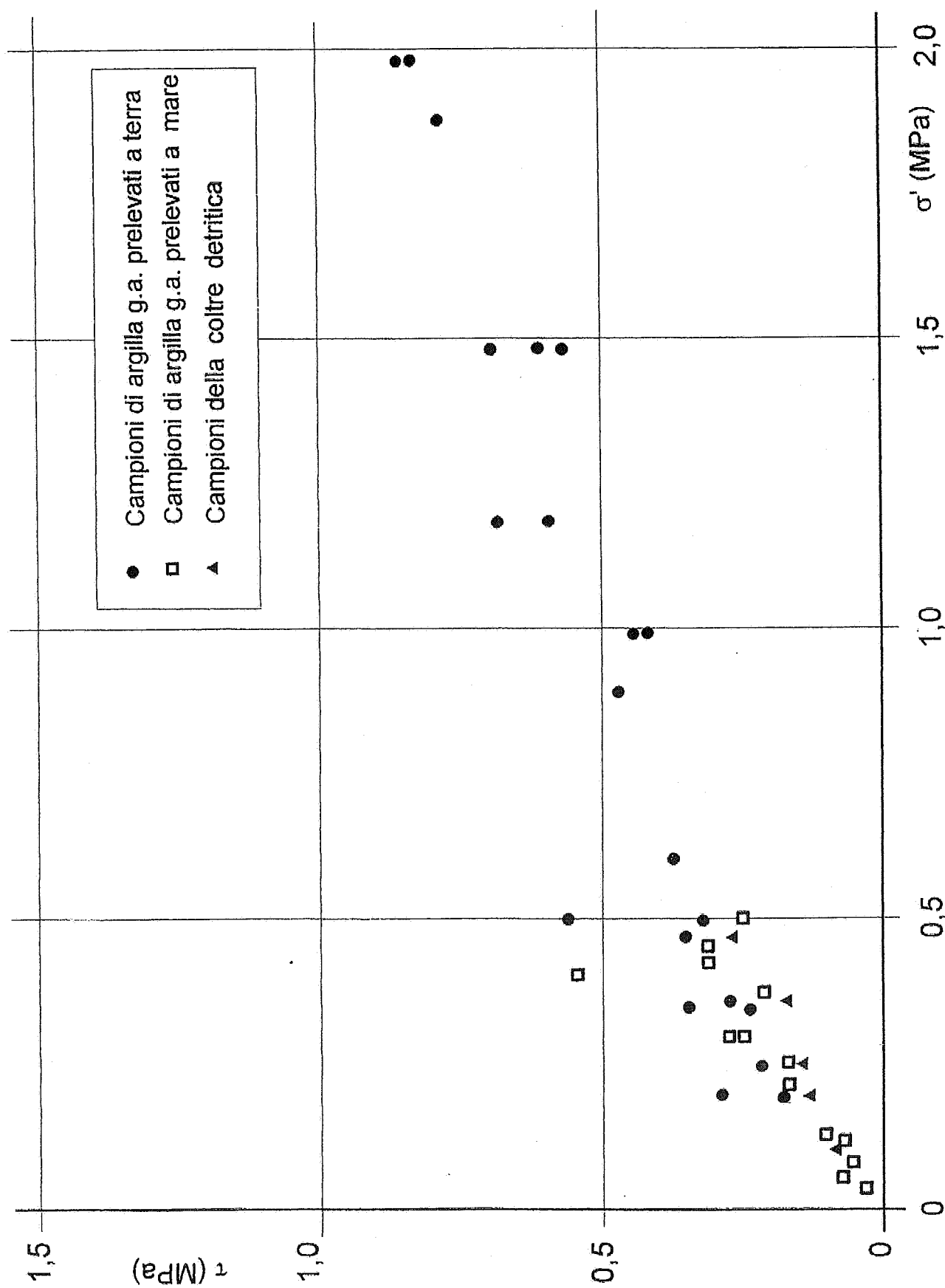


FIG. 10/b - Resistenza di picco determinata attraverso prove di taglio diretto su campioni prelevati nella zona del porto turistico e della frana del Montagnolo



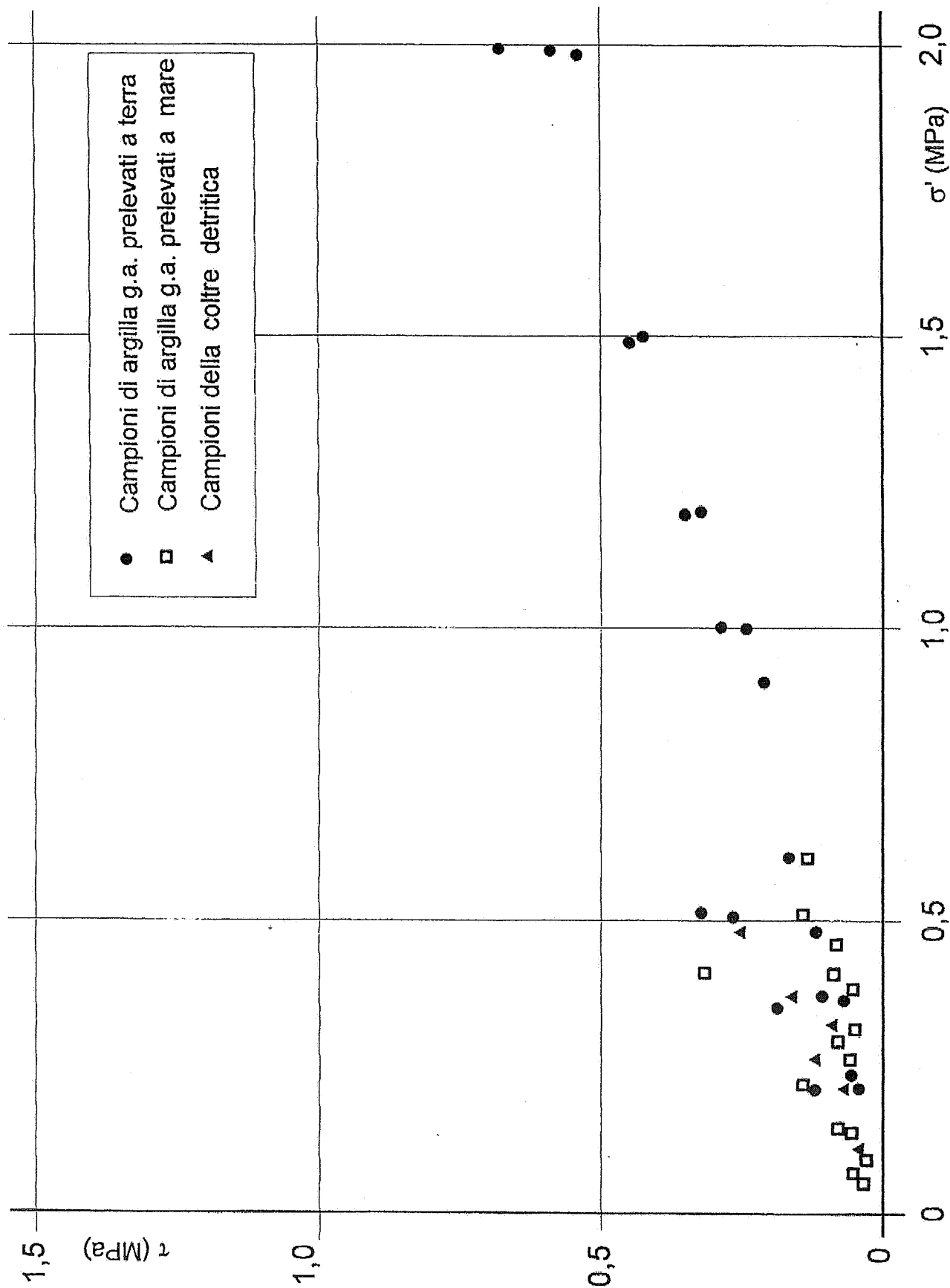


FIG 10/c - Resistenza residua determinata attraverso prove di taglio diretto mediante la tecnica dei "reversals" su campioni prelevati nella zona del porto turistico e della frana del Montagnolo

presentano un peso di volume quasi sempre inferiore a 20 KN/m<sup>3</sup> ed un indice di consistenza mediamente compreso fra 0,6 e 0,7. La resistenza non drenata risulta pari a 0,1 + 0,2 MPa (contro un valore di 0,4 + 1 MPa ottenuto per la formazione pliocenica).

La resistenza drenata è caratterizzata da angoli di attrito di picco e residuo medi pari rispettivamente a:

$$\phi'_p = 27^\circ$$

$$\phi'_r = 18^\circ.$$

#### 6. VERIFICHE DI STABILITA' DELLE OPERE IN PROGETTO

Il presente capitolo riporta le verifiche di stabilità delle opere in progetto. Più in particolare sono state effettuate la verifica di stabilità del rilevato della scogliera del molo di sottoflutto e del complesso rilevato-terreno di fondazione, nonché la verifica della capacità portante del terreno di fondazione della banchina di riva a cassoni (le verifiche a ribaltamento e scorrimento ed il calcolo delle tensioni indotte in fondazione sono stati effettuati direttamente dai progettisti - cfr. appendice della presente relazione).

### 6.1. Scogliera del molo di sottoflutto

La sagoma tipo della scogliera è riportata nella Fig. 11.

Sulla base delle tipologie dei materiali costituenti le varie zone del rilevato, ipotizzando per ciascuna di esse un volume di vuoti desunto dalla esperienza di precedenti opere analoghe, risulta:

- zona 1 (tetrapodi):  $2,40 \times 0,70 \cong 1,70 \text{ t/m}^3$
- zona 2 (massi 2<sup>a</sup> cat.):  $2,40 \times 0,73 \cong 1,75 \text{ t/m}^3$
- zona 3 (massi 1<sup>a</sup> cat.):  $2,40 \times 0,78 \cong 1,87 \text{ t/m}^3$
- zona 4 (nucleo):  $2,20 \times 0,80 \cong 1,80 \text{ t/m}^3$
- zona 5 (pietrame e tout venant di base)  $\cong 2,00 \text{ t/m}^3$
- zona 6 (sabbia di fondazione)  $= 1,90 \text{ t/m}^3$

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza meccanica, sono stati assunti i seguenti valori:

- |            |          |                                  |
|------------|----------|----------------------------------|
| - zona 1 : | $C' = 0$ | $\phi' = 50^\circ$               |
| - zona 2 : | $C' = 0$ | $\phi' = 48^\circ$               |
| - zona 3 : | $C' = 0$ | $\phi' = 45^\circ$               |
| - zona 4 : | $C' = 0$ | $\phi' = 42^\circ$               |
| - zona 5 : | $C' = 0$ | $\phi' = 38^\circ \div 35^\circ$ |
| - zona 6 : | $C' = 0$ | $\phi' = 35^\circ \div 32^\circ$ |

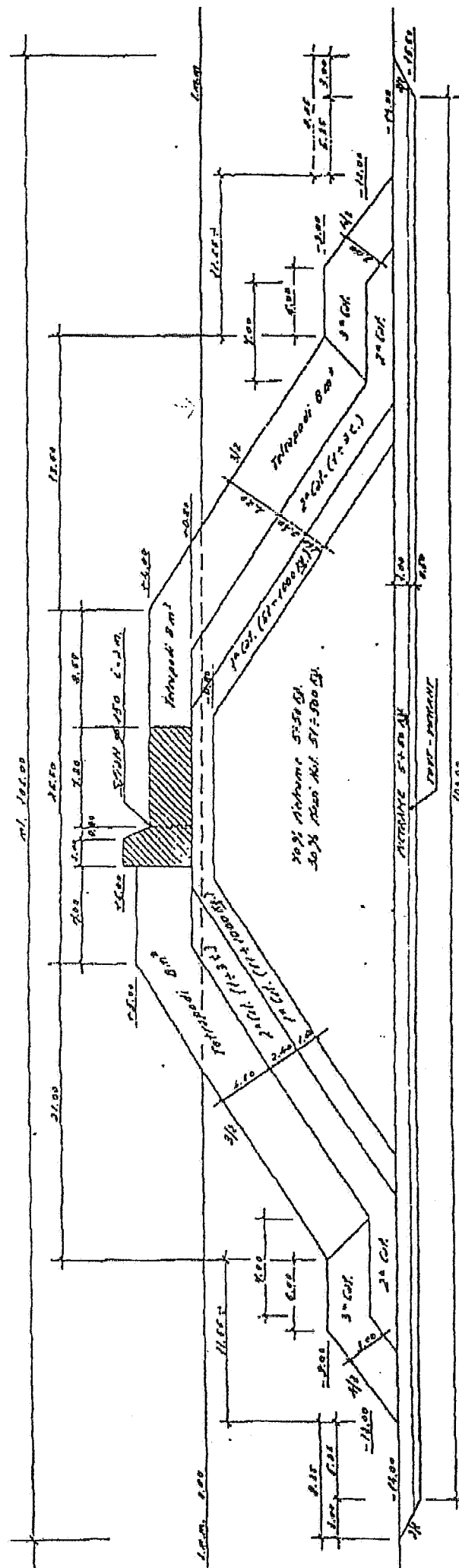


FIG. 11 - Sagoma tipo molo di sottoflutto (scala 1:400)

Le verifiche di stabilità della diga e del complesso diga-terreno di fondazione sono state effettuate con apposito programma automatico di calcolo (codice C.D.D. della S.T.S. - Software Tecnico Scientifico S.r.l.). Il programma in questione utilizza i metodi di Bishop semplificato, di Janbu e di Bell.

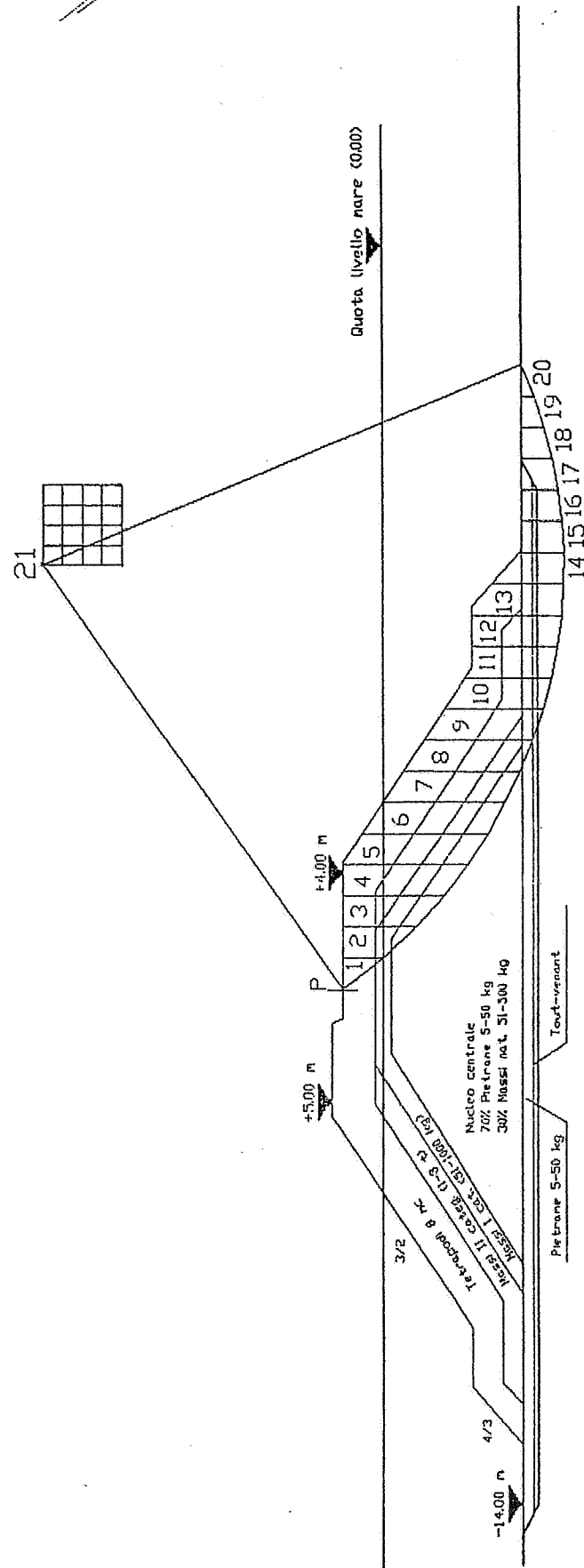
Si è fatto riferimento alla sezione tipo, che si mantiene costante per tutto lo sviluppo della diga a scogliera, il cui piano di imbasamento è a quota -15,50 m dal livello medio mare.

Per detta sezione è stata verificata la stabilità sia in condizioni normali che in condizioni sismiche, avendo assunto  $S = 9$ . Inoltre, la verifica è stata ripetuta variando le caratteristiche di resistenza meccanica delle zone 5 e 6, come sopra indicate.

Nei tabulati allegati in appendice alla presente relazione sono riportati il procedimento di calcolo, i dati di ingresso e quelli di uscita del programma. Nelle Figg. 12.1÷12.3 sono riportati i reticoli dei centri dei cerchi analizzati ed il cerchio di scorrimento critico.

Da essi si trae che la stabilità della scogliera e del complesso scogliera-terreno di fondazione è garantita con i parametri geometrici e geotecnici assunti. Riassumendo i fattori di sicurezza ottenuti risulta:

ANCONA-Sezione banchina alta - Superficie critica n.21  
 Raggio = 52.03 m -  $X_c = 100$  m -  $Y_c = 58$  m  
 Verifica statica : Bishop=2.87 - Janbu=2.83



Salita di imbarco

FIG. 12.1

ANCONA-Sezione banchina alta - Superficie critica n.10  
 Raggio = 56.12 m -  $X_C = 108$  m -  $Y_C = 52$  m  
 Verifica sismica :  $BeII=1.9$

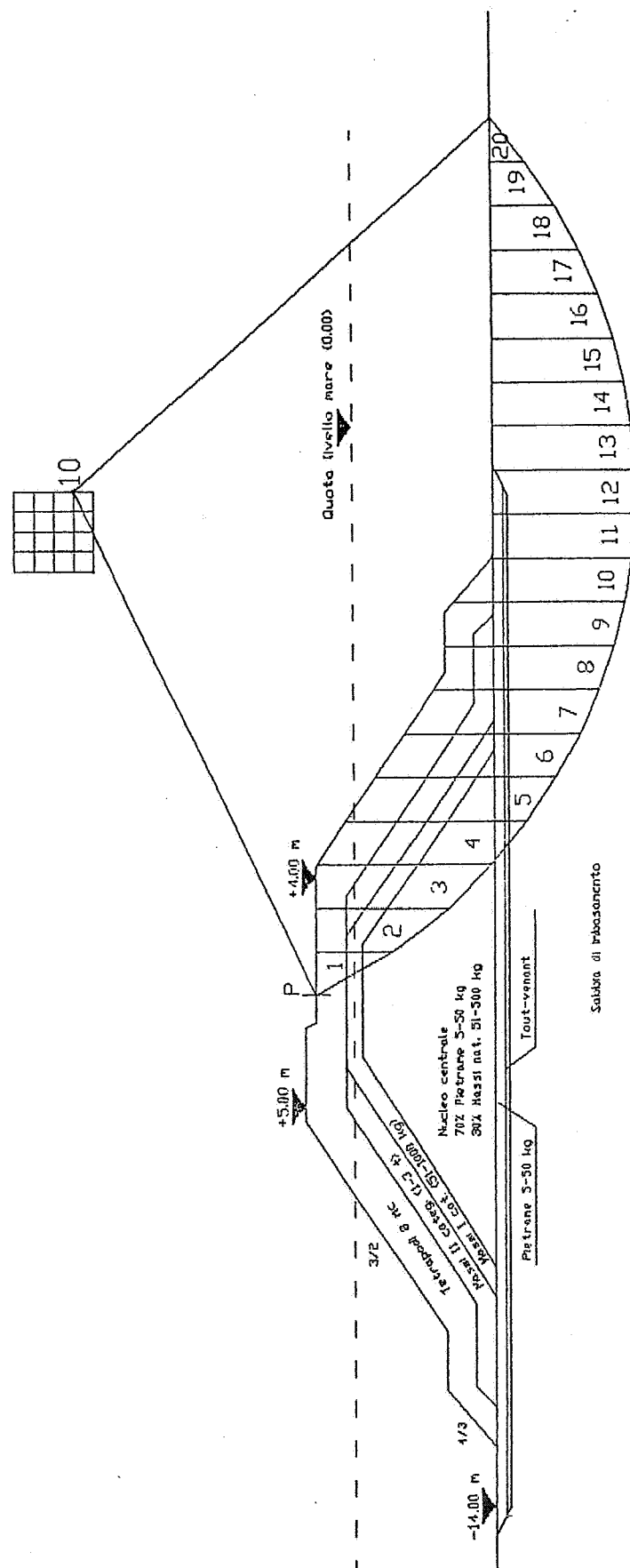


FIG. 12.2

ANCONA-Sezione banchina alta - Superficie critica n.5

Raggio = 79.71 m -  $X_c = 98$  m -  $Y_c = 90$  m

Verifica statica : Bishop=2.42 - Janbu=2.47

Verifica sismica : Bell=1.94

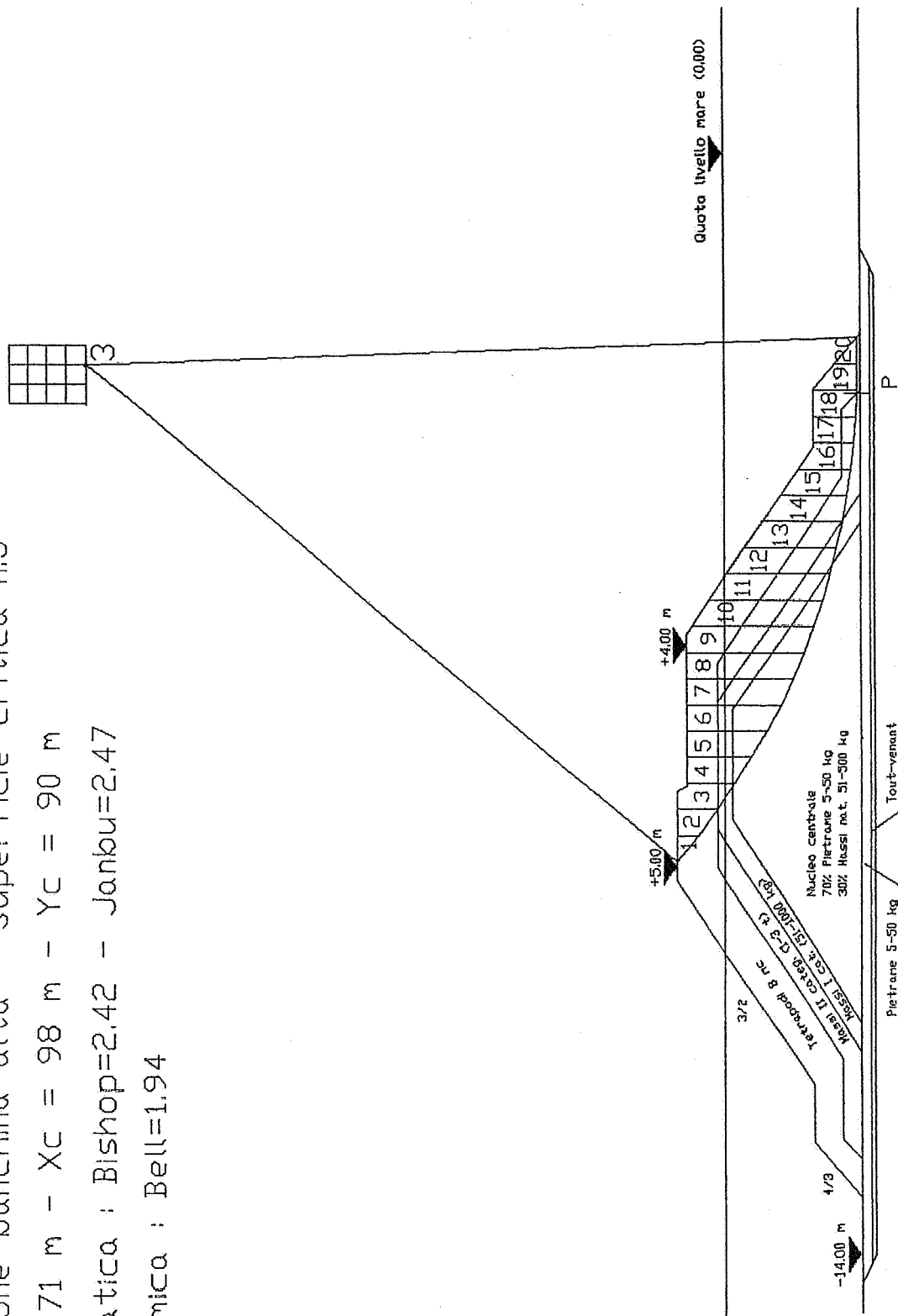


FIG. 123

Sabbia di Imbasamento



a) in condizioni normali:

stabilità rilevato	$FS_n = 2,42$
stabilità rilevato-fondazione	$FS_n = 2,83$
stabilità rilevato-fondazione (parametri meccanici ridotti)	$FS_n = 2,60$

b) in condizioni sismiche:

stabilità rilevato	$FS_s = 1,94$
stabilità rilevato-fondazione	$FS_s = 1,90$
stabilità rilevato-fondazione (parametri meccanici ridotti)	$FS_s = 1,70$

## 6.2. Banchina di riva

Il calcolo della banchina di riva (Fig. 13), effettuato direttamente dai progettisti, è riportato in appendice alla presente relazione. In questo paragrafo viene effettuato il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione.

Dal diagramma di Vesic e De Beer (Fig. 14), tenuto conto dei parametri geometrici ( $D/B \cong 0,50$ ) e della densità relativa della sabbia ( $D_R = 0,5 \div 0,7$ ), si trae una ipotesi di rottura di tipo locale.

Esclusa, pertanto, una rottura per punzonamento, con buona approssimazione il carico limite del terreno di fondazione può essere calcolato con la classica formula di Terzaghi, generalizzata da Brinch-Hausen:

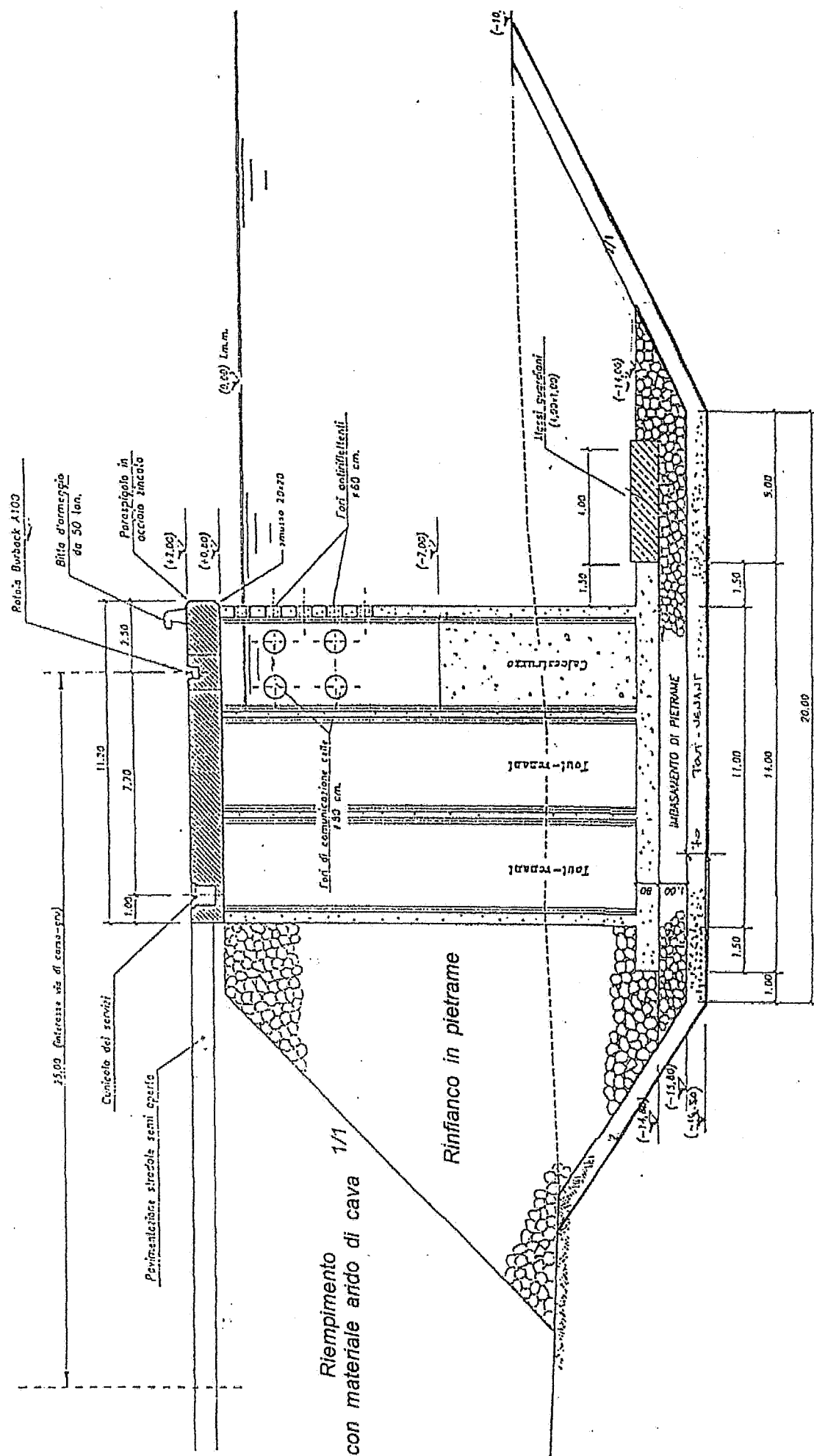
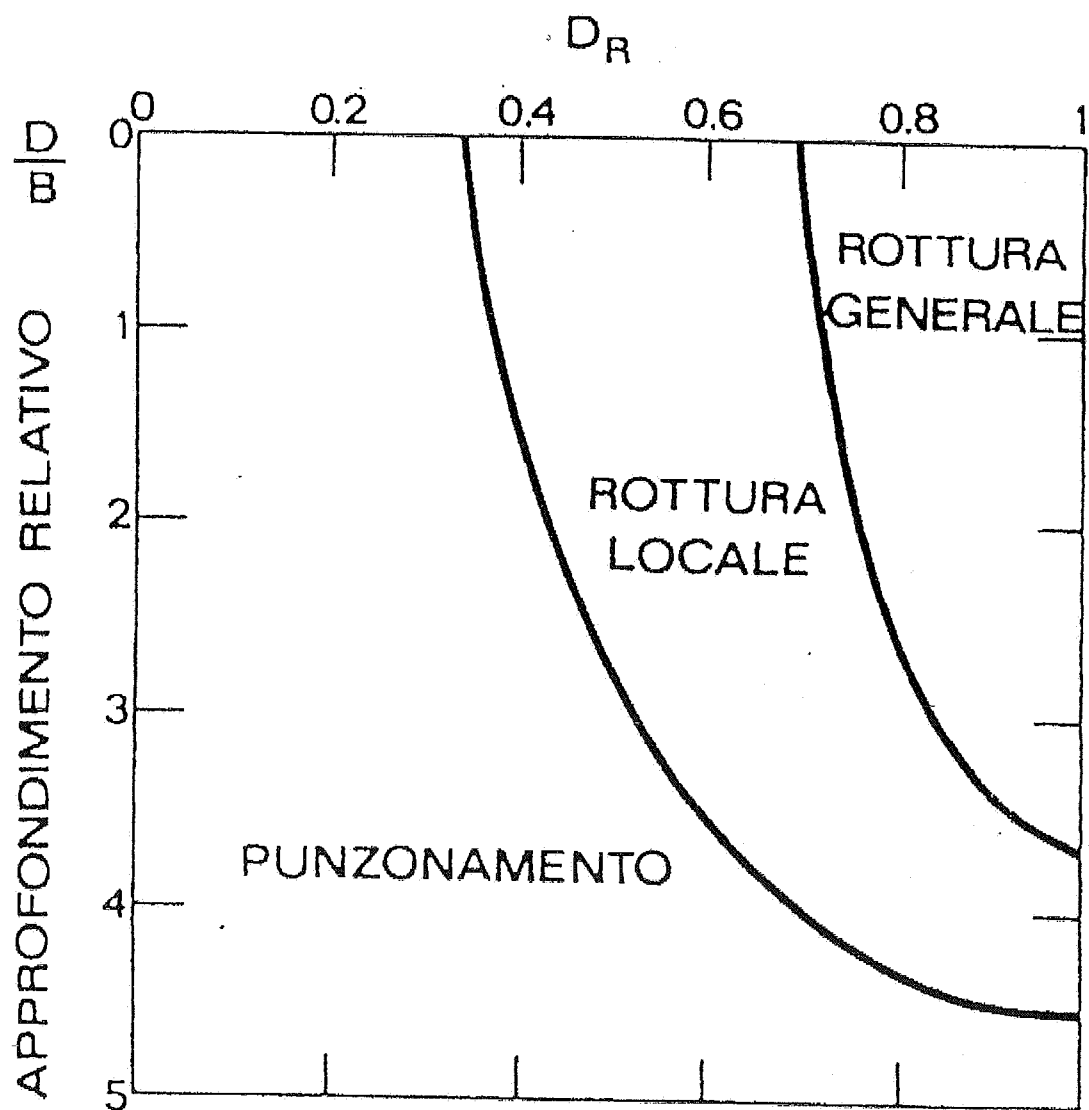


FIG. 13 - Sagoma tipo banchina di riva (scala 1:200)

FIG. 14

Meccanismi di rottura delle fondazioni superficiali su sabbia  
(da Vesic e De Beer)



$$q_{LIM} = 0,5 \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma}$$

essendo  $\gamma'$  il peso di volume sommerso,  $B$  la larghezza ridotta della fondazione (che tiene conto della eccentricità dei carichi),  $N_{\gamma}$  il fattore di capacità portante,  $s_{\gamma}$  e  $i_{\gamma}$  i fattori correttivi relativi alla forma della fondazione ed alla inclinazione dei carichi.

Nel caso in esame risulta:

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 B/L = 0,80 \quad (B/L \cong 0,50)$$

$$i_{\gamma} = (1 - H/V)^{(m+1)} \quad \text{con } m \cong (2 + B/L)/(1 + B/L)$$

Con riferimento alla 2<sup>a</sup> condizione di carico per la quale risulta  $e = 1,83$  m,  $H = 111$  t e  $V = 322$  t, si ha:

$$i_{\gamma} = 0,56$$

$$B = B_R - 2e = 14 - 2 \times 1,83 = 10,34 \text{ m.}$$

Segue:

$$\begin{aligned} q_{LIM} &= 0,5 \times 0,90 \times 10 \times 48 \times 0,80 \times 0,56 = 97 \text{ t/m}^2 = \\ &= 9,7 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$q_{AMM} = q_{LIM} / 3 = 3,23 \text{ Kg/cm}^2$$

Detto carico risulterebbe inferiore a quello massimo trasmesso dalla struttura al terreno di fondazione.

Tuttavia, tenuto conto della diffusione del carico operata dall'imbasamento in pietrame e dal sottostante tout-venant di base, nonché di un sia pur ridotto effetto di contenimento laterale operato dal riempimento in pietrame, si può ritenere che il carico trasmesso al terreno di fondazione si ridistribuisca riducendosi al 70% del carico calcolato rientrando nei limiti del carico ammissibile.

#### 7. CEDIMENTI DELLE OPERE IN PROGETTO

Dall'insieme dei dati riportati nei paragrafi precedenti nonché dei risultati delle indagini dirette eseguite, si ricava che nell'area portuale sono presenti potenti spessori di depositi di natura prevalentemente sabbiosa, ricoperti generalmente da spessori di depositi limosi, localmente contenenti elevate frazioni di sostanza organica; lo spessore complessivo dei suddetti depositi è superiore ai 15 metri. Le prove hanno evidenziato caratteri di ripetuto rimaneggiamento dei sedimenti detti, nonché una apprezzabile deformabilità.

La tipologia delle opere marittime (diga di sopraflutto e banchina di riva) prevista dal Piano Regolatore del Porto è costituita da cassoni cellulari in c.c.a., imbasati su uno scanno in pietrame fondato su uno

strato di tout-venant di bonifica del fondale. Per il molo di sottoflutto è prevista una struttura a scogliera in pietrame.

Nel primo caso si tratta di strutture rigide, condizionate dalla deformabilità del piano di appoggio; nel secondo caso trattasi di struttura elastica in grado di adattarsi alle deformazioni del terreno di fondazione

#### 7.1. Cedimento di consolidazione

Il calcolo dei cedimenti di consolidazione dei terreni di fondazione delle due opere è stato effettuato con un programma automatico di calcolo (codice SETTTL/G della GEOSOFT).

Il programma in questione valuta gli sforzi ed i cedimenti prodotti nel sottosuolo da carichi agenti in superficie o in profondità su aree di carico di forma rettangolare. L'incremento dello stato tensionale dovuto a carichi uniformemente distribuiti viene valutato dal programma con la teoria di Boussinesque, ovvero di Mindlin o di Westergaard.

Per il generico strato fra quelli in cui viene suddiviso il sottosuolo, il sovraccarico iniziale efficace viene calcolato al centro dello strato sommando il carico degli strati superiori con quello dello strato in esame in mezzzeria dello strato stesso:

$$(P_o)_n = \sum \gamma_i H_i + 0,5 \gamma_n H_n$$

essendo

$(P_o)_n$  la sovrappressione al centro dello strato ennesimo

$\gamma_i$  il peso volume efficace dello strato iesimo

$H_i$  lo spessore dello strato iesimo.

Il cedimento di consolidazione dello strato iesimo viene calcolato con la formula seguente:

$$\Delta_i = H_i (C'_c)_i \lg_{10} ((P_{oi} + P_i) / P_{oi})$$

essendo

$\Delta_i$  il cedimento dello strato iesimo

$\Delta P_i$  l'incremento tensionale nello strato iesimo

$P_{oi}$  la sovrappressione efficace nello strato iesimo

$H_i$  lo spessore dello strato

$$C'_c = C_c / (1 + e_o)$$

La compressibilità del terreno nel caso di argille sature viene tenuta in conto attraverso il coefficiente di compressibilità  $C_c$ .

Nel caso di terreni sabbiosi, la compressibilità può essere stimata sia attraverso i risultati di prove penetrometriche statiche, che attraverso il coefficiente di compressibilità  $C_c$ .

Ai fini dei calcoli, il sottosuolo delle opere in esame è stato suddiviso in due strati con i seguenti valori dei parametri geotecnici:

- sabbie:  $\gamma = 1,90 \text{ t/m}^3 = 19 \text{ KN/m}^3$   
 $E_u = 100 + 150 \text{ Kg/cm}^2 = 10 + 15 \text{ Mpa}$   
 $E \cong 200 \text{ Kg/cm}^2 = 20 \text{ Mpa}$   
 $C_c = 0,120$
- argille:  $\gamma = 2,00 \text{ t/m}^3 = 20 \text{ KN/m}^3$   
 $E = 400 + 800 \text{ Kg/cm}^2 = 40 + 80 \text{ Mpa}$   
 $C_c = 0,300$

Per quanto riguarda la valutazione dei parametri elastici dei terreni, tenuto conto dell'effetto di consolidamento osservato nel corso delle prove di compressione edometrica condotte sulle sabbie, per una corretta valutazione dei valori dei moduli di elasticità e dei coefficienti di compressibilità dei terreni di fondazione, si è fatto riferimento non solo ai valori desumibili dai risultati di tali prove (cfr. Tab. 2.3), ma anche ai valori dei moduli derivanti dalle prove SPT (per gli strati sabbiosi e limoso-sabbiosi) e ai valori già determinati in passato per i litotipi argillosi.

Il cedimento in fondazione di terreni a grana fina può essere valutato da prove di consolidazione in



laboratorio mediante la teoria della consolidazione di Terzaghi. L'esperienza mostra però che, mentre in alcuni casi i valori stimati risultano sufficientemente prossimi a quelli misurati, in molti altri casi esistono discrepanze anche sensibili fra i valori stimati con calcoli basati sui risultati di prove edometriche e quelli misurati.

Il cedimento dei terreni di fondazione di tipo sabbioso o ghiaioso dipende dalla densità relativa del materiale e dall'assortimento granulometrico; detto cedimento generalmente si esaurisce interamente durante la costruzione dell'opera.

Nelle Figg. 15 e 16 sono riportati gli schemi della diga a scogliera e della banchina a cassoni utilizzati per la valutazione delle pressioni indotte dalle due strutture nei terreni di fondazione.

La diga a scogliera è stata resa equivalente a una struttura a blocchi, come schematizzato in figura. Il carico trasmesso dai vari blocchi al terreno di fondazione è pari a (nel caso di imbasamento a -15 m di profondità):

- blocco 1:  $4,50 \times 1,70 + 14,00 \times 0,80 = 18,85 \text{ t/m}^2$
- blocco 2:  $9,00 \times 0,75 + 6,00 \times 0,80 = 11,55 \text{ "}$
- blocco 3:  $9,00 \times 0,75 = 6,75 \text{ "}$
- blocco 4:  $5,00 \times 0,75 = 3,75 \text{ "}$

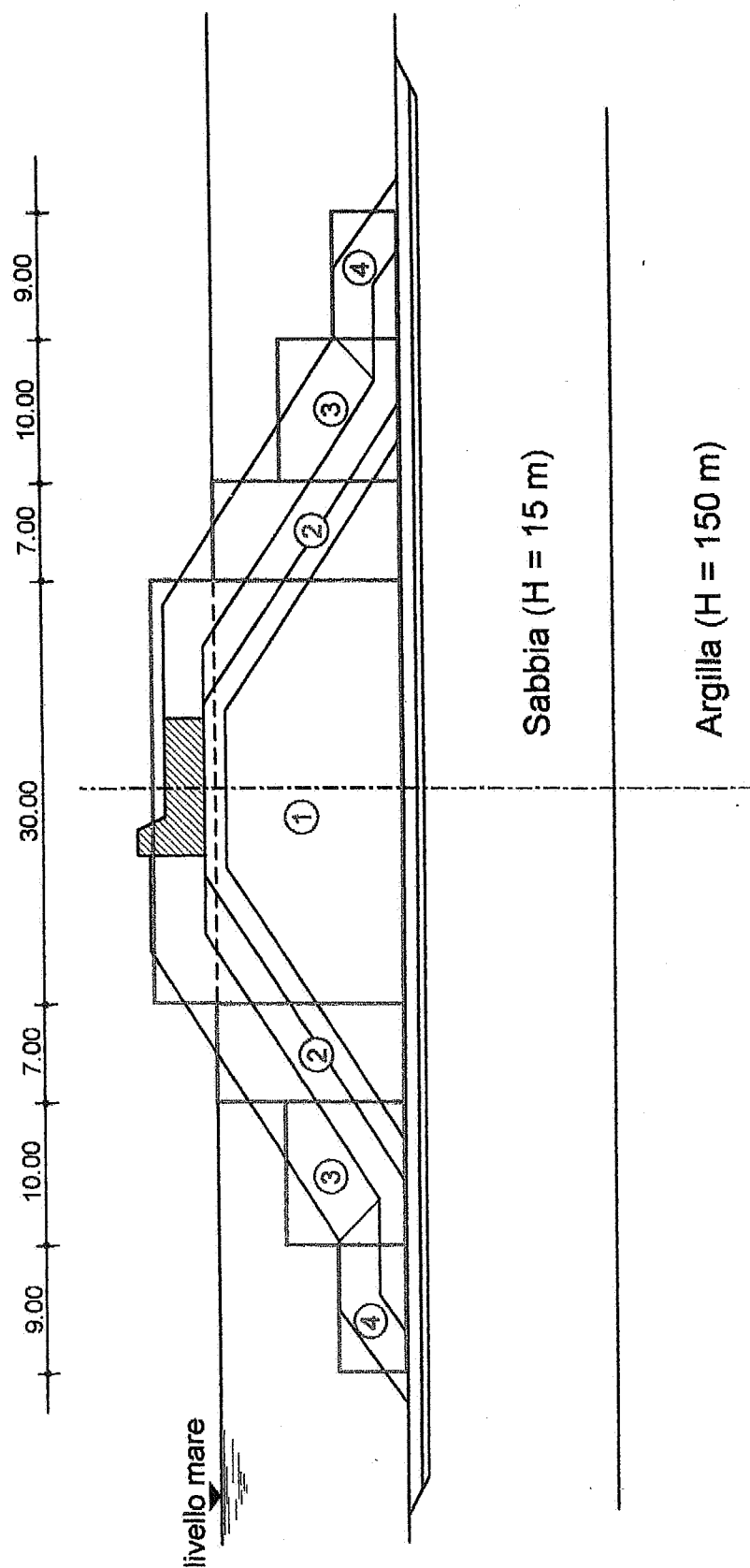


FIG. 15 - Schematizzazione della scogliera ai fini del calcolo dei cedimenti

In base ai risultati delle indagini svolte, è stata assunta una schematizzazione semplificata della successione stratigrafica del terreno (cfr. Figg. 2/a+2/c) che ipotizza la presenza di due soli litotipi (sabbie superiori e argille inferiori) con caratteristiche geotecniche differenti.

Il primo strato presenta spessore variabile da 15 m a 6 m. Il secondo strato ha spessore superiore ad alcune centinaia di metri; nei calcoli è stato assunto uno spessore pari a 150 m sufficienti perchè il sovraccarico indotto si riduca a meno del 10%.

I risultati dei calcoli, effettuati per più verticali sotto la diga a scogliera, sono riportati nei tabulati allegati in appendice alla presente relazione. Il valore massimo del cedimento risulta pari a 72,5 cm. Nel caso in cui lo spessore dello strato sabbioso si riduce a 6 m, il cedimento si incrementerà di circa 10 cm dal momento che allo strato argilloso (più compressibile) viene trasmesso un incremento di carico percentualmente più elevato.

Nel caso dei cassoni costituenti la banchina di riva, il carico trasmesso in fondazione è stato schematizzato mediante quattro blocchi:

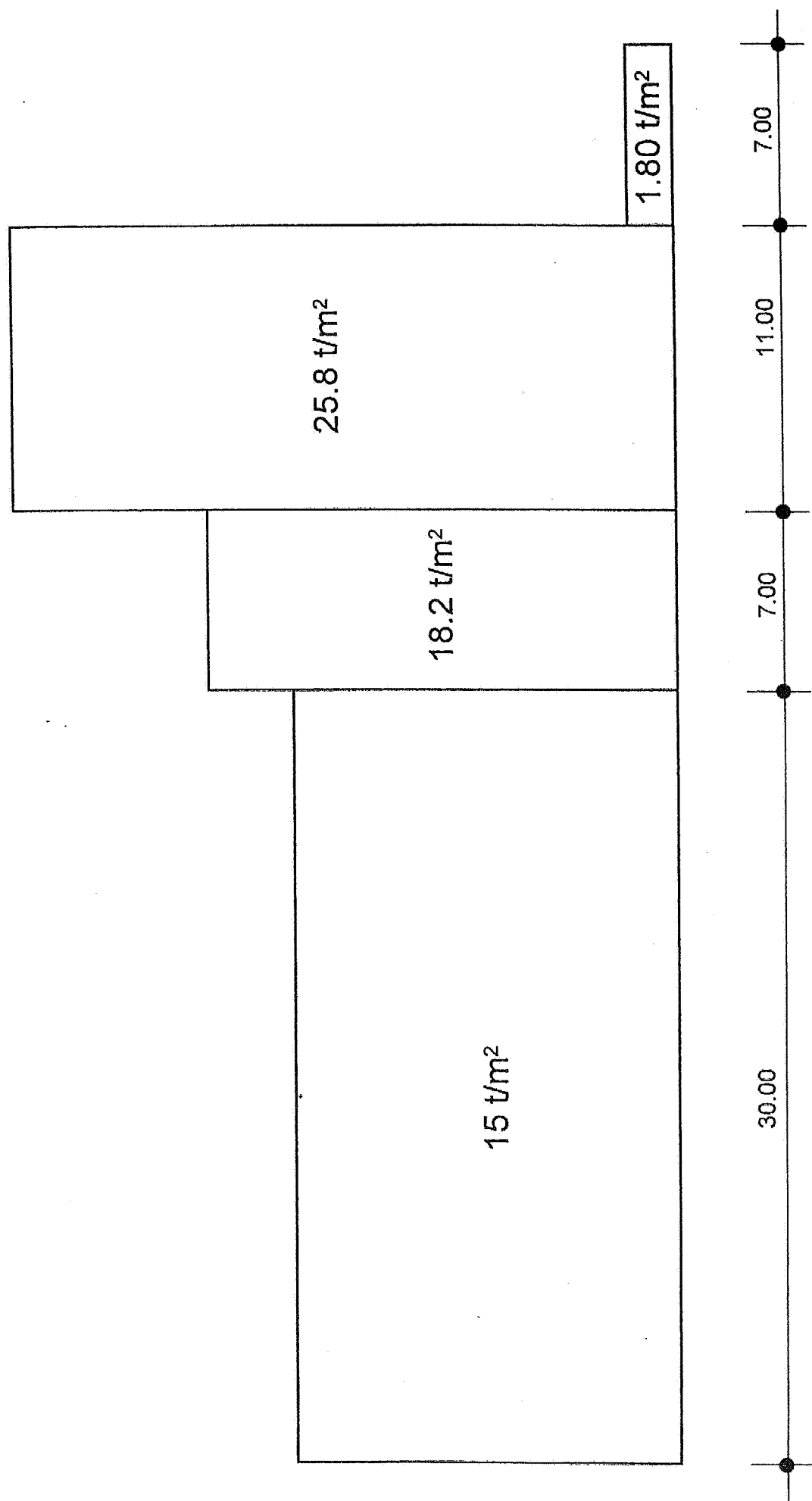


FIG. 16 - Schematizzazione della banchina di riva ai fini del calcolo dei cedimenti

- blocco 1:  $2,00 \times 0,90 = 1,80 \text{ t/m}^2$
- blocco 2:  $= 25,8 \text{ "}$
- blocco 3:  $2,00 \times 1,90 + 16 \times 0,90 = 18,2 \text{ "}$
- blocco 4:  $2,00 \times 2,00 + 11 \times 1,00 = 15,0 \text{ "}$ .

Il terreno di fondazione è, invece, costituito da due strati: quello superiore sabbioso dello spessore di 15 m e quello inferiore argilloso dello spessore di 150 metri.

I risultati dei calcoli sono riportati nei tabulati allegati in appendice alla presente relazione. Da essi si trae che nella sezione trasversale i cedimenti sono dissimmetrici, con valore massimo pari a 74 cm in corrispondenza del bordo interno del cassone. Al bordo esterno del cassone il cedimento si riduce a 56 cm circa. Il cedimento medio del riempimento in pietrame risulta pari a 70 cm circa. Procedendo a ritroso nel piazzale detto cedimento si riduce progressivamente fino a circa 38 cm a distanza pari a circa 40 m dal bordo del cassone.

## 7.2. Cedimenti immediati

Per la valutazione dei cedimenti immediati, che, tenuto conto della natura dei terreni del fondale (sabbie e sabbie limose), si esauriranno quasi del tutto in fase di costruzione delle opere e delle molte incertezze insite nel problema specifico, si è fatto ricorso ad uno schema semplificato.

Si è scelto di assumere come modello, in prima approssimazione, quello di una striscia di larghezza pari alla larghezza dell'opera, su cui è applicato un sovraccarico uniforme pari a  $2 \text{ kg/cm}^2$  e  $2,8 \text{ kg/cm}^2$  rispettivamente nel caso della scogliera e dei cassoni.

Il calcolo delle tensioni normali  $\sigma_z$  e  $\sigma_x$  nelle due direzioni verticale ed orizzontale in corrispondenza della mezzzeria della striscia di calcolo corrispondente al coronamento è stato effettuato utilizzando espressioni classiche basate sulla teoria della elasticità (Figg. 17 e 18):

$$\sigma_z = (P/\pi) [\alpha + \sin \alpha \cos (\alpha + 2\delta)]$$

$$\sigma_x = (P/\pi) [\alpha - \sin \alpha \cos (\alpha + 2\delta)]$$

Sono state prese in considerazione le sezioni tipo relative alle due opere in questione.

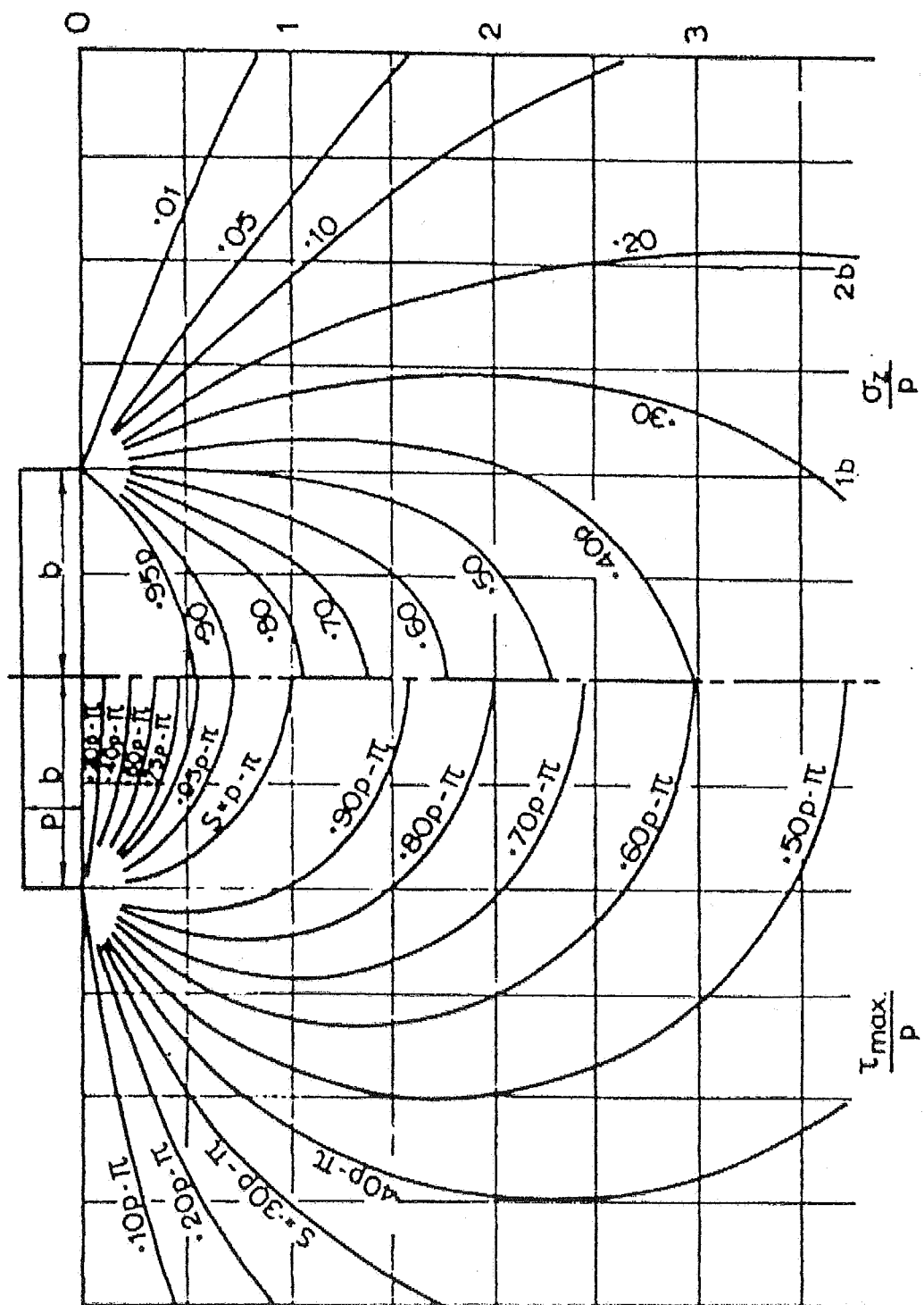


FIG. 17 - Tensioni nel terreno di fondazione

FIG. 18 - Tensioni sotto un carico nastroforme uniforme

$x/b$	$z/b$	$\sigma_z/p$	$\sigma_x/p$	$\tau_{zx}/p$	$\beta$	$\tau_{max}/p$	$\sigma_1/p$	$\sigma_3/p$
0	0	1.0000	1.0000	0	0	0	1.0000	1.0000
	.5	.9594	.4498	0	0	.2548	.9594	.4498
	1	.8183	.1817	0	0	.3183	.8183	.1817
	1.5	.6678	.0803	0	0	.2937	.6678	.0803
	2	.5508	.0410	0	0	.2546	.5508	.0410
	2.5	.4617	.0228	0	0	.2195	.4617	.0228
	3	.3954	.0138	0	0	.1908	.3954	.0138
	3.5	.3457	.0091	0	0	.1683	.3457	.0091
	4	.3050	.0061	0	0	.1499	.3050	.0061
0.5	0	1.0000	1.0000	0	0	0	1.0000	1.0000
	.25	.9787	.6214	.0522	8°35'	.1871	.9871	.6129
	.5	.9028	.3920	.1274	13°17'	.2848	.9323	.3629
	1	.7352	.1863	.1590	14°52'	.3158	.7763	.1446
	1.5	.6078	.0994	.1275	13°18'	.2847	.6370	.0677
	2	.5107	.0542	.0959	11°25'	.2470	.5298	.0357
	2.5	.4372	.0334	.0721	9°49'	.2143	.4693	.0206
1	.25	.4996	.4208	.3134	41°25'	.3158	.7760	.1444
	.5	.4969	.3472	.2996	37°59'	.3088	.7308	.1133
	1	.4797	.2250	.2546	31°43'	.2847	.6371	.0677
	1.5	.4480	.1424	.2037	26°34'	.2546	.5498	.0406
	2	.4095	.0908	.1592	22°30'	.2251	.4751	.0249
	2.5	.3701	.0595	.1243	19°20'	.1989	.4137	.0159
1.5	.25	.0177	.2079	.0606	73°47'	.1128	.2281	.0025
	.5	.0892	.2850	.1466	61°50'	.1765	.3636	.0106
	1	.2488	.2137	.2101	47°23'	.2115	.4428	.0198
	1.5	.2704	.1807	.2022	38°44'	.2071	.4327	.0184
	2	.2876	.1268	.1754	32°41'	.1929	.4007	.0143
	2.5	.2851	.0892	.1469	28°09'	.1765	.3637	.0106
2	.25	.0027	.0987	.0164	80°35'	.0507	.1014	.0002
	.5	.0194	.1714	.0552	71°59'	.0940	.1893	.0014
	1	.0776	.2021	.1305	58°17'	.1424	.2834	.0052
	1.5	.1458	.1847	.1568	48°32'	.1578	.3232	.0074
	2	.1847	.1456	.1567	41°27'	.1579	.3232	.0073
	2.5	.2045	.1256	.1442	36°02'	.1515	.3094	.0064
2.5	.5	.0068	.1104	.0254	76°43'	.0569	.1141	.0003
	1	.0357	.1615	.0739	65°12'	.0970	.1957	.0016
	1.5	.0771	.1645	.1096	55°52'	.1180	.2388	.0029
	2	.1139	.1447	.1258	48°32'	.1265	.2556	.0036
	2.5	.1409	.1205	.1266	42°45'	.1269	.2575	.0036
3	.5	.0026	.0741	.0137	79°25'	.0379	.0758	.0001
	1	.0171	.1221	.0449	69°42'	.0690	.1384	.0005
	1.5	.0427	.1388	.0757	61°15'	.0895	.1803	.0012
	2	.0705	.1341	.0954	54°12'	.1006	.2029	.0018
	2.5	.0952	.1196	.1036	48°20'	.1054	.2128	.0020
	3	.1139	.1019	.1057	43°22'	.1058	.2137	.0020

$\beta$  is angle between direction of  $\sigma_1$  and the vertical.



Per quel che riguarda la formazione delle argille azzurre è stato preso in considerazione uno spessore di 180 m circa, suddiviso in n. 11 strati ciascuno dello spessore di 16,5 m, ritenendo trascurabili gli effetti indotti a profondità superiori.

Il calcolo del cedimento è stato condotto con il metodo di Skempton e Bjerrum (1968).

Il cedimento immediato è esprimibile nella forma:

$$Y_i = \frac{0,75}{E} \times H \times \text{Somm } (d\sigma_z - d\sigma_x).$$

essendo  $d\sigma_z$  e  $d\sigma_x$  le tensioni verticali ed orizzontali indotte nel terreno dalla costruzione delle opere,  $H$  lo spessore dei singoli strati in cui è stato suddiviso il terreno di fondazione,  $E$  il modulo non drenato.

L'aspetto più delicato del calcolo è rappresentato dai valori del modulo  $E$ .

Nel caso in questione si può ritenere ragionevole assumere come valori di calcolo del modulo  $E$  i valori  $E = 100 \text{ kg/cm}^2$  ed  $E = 200 \text{ kg/cm}^2$ , rispettivamente per i depositi limoso-sabbiosi e per quelli argillosi.

Per la scogliera si è assunta un'area di carico di larghezza  $B = 90 \text{ m}$ , mentre per i cassoni della banchina di riva si è assunta una larghezza media dell'area di carico  $B = 14 \text{ metri}$  (cfr. Figg. 19 e 20).

FIG. 19 - Modello di calcolo dei cedimenti del terreno  
di fondazione della scogliera di sottoflutto

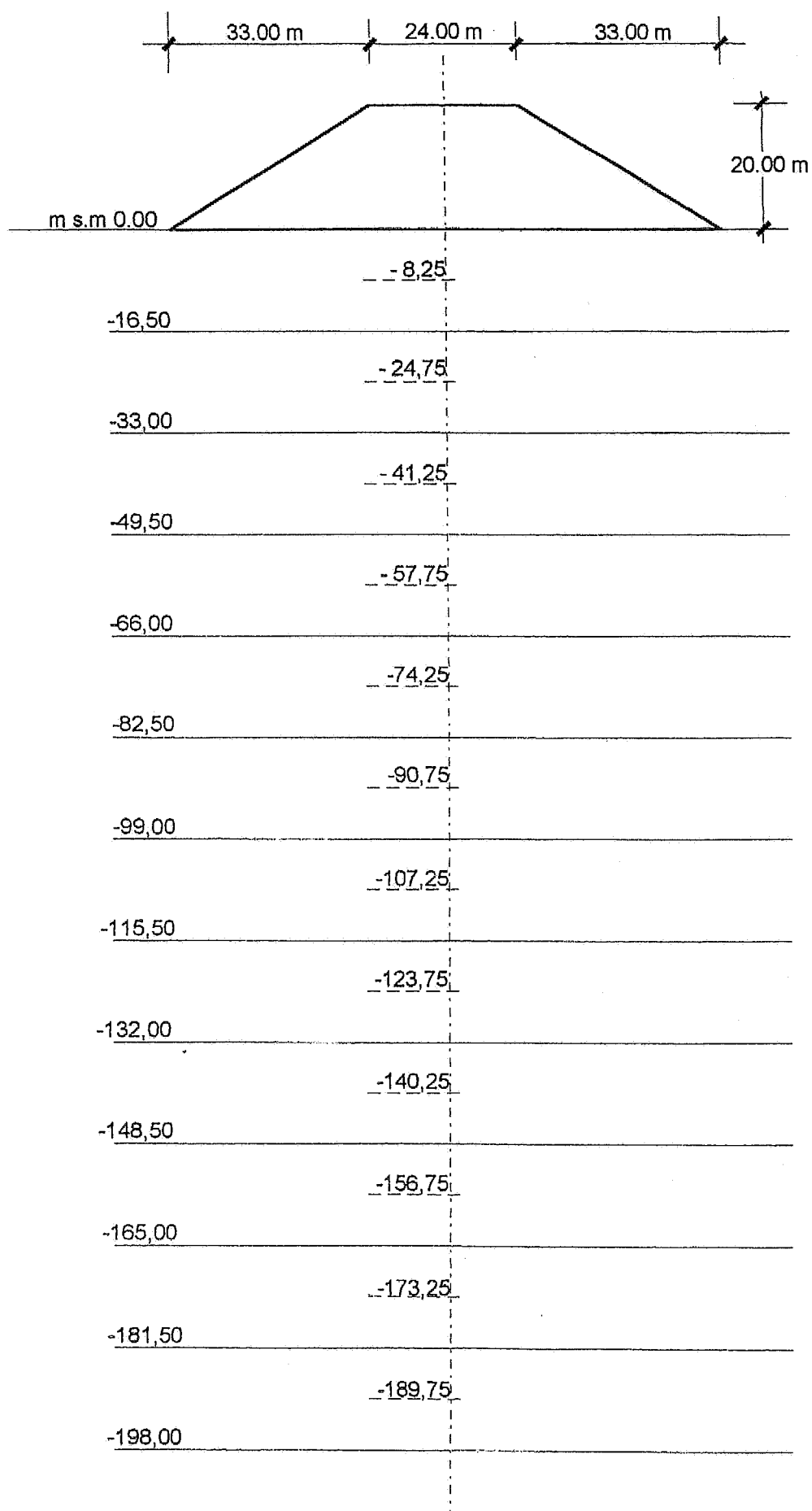
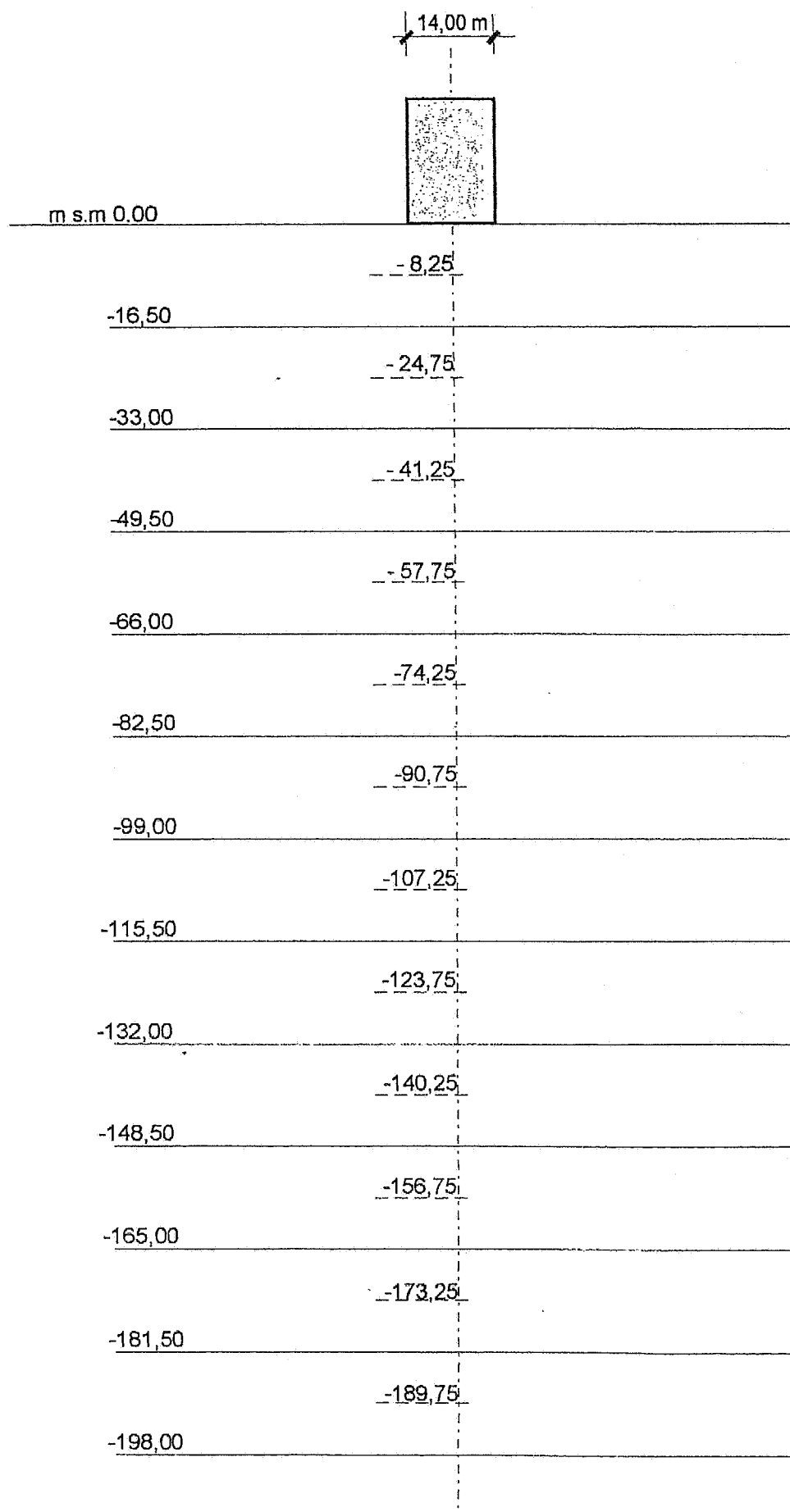


FIG. 20 - Modello di calcolo dei cedimenti del terreno di fondazione della banchina di riva



I valori dei cedimenti risultati dal calcolo, in asse alle strutture in esame, sono i seguenti:

a) scogliera: 64 cm

b) banchina : 89 cm

I valori su riportati hanno significato di ordine di grandezza e si esauriscono durante la realizzazione dell'opera.

### 7.3. Decorso dei cedimenti nel tempo

Nei paragrafi precedenti sono stati valutati i valori dei cedimenti attesi per le due opere in esame.

Per quanto riguarda i cedimenti immediati essi si esauriscono quasi del tutto in fase di costruzione dell'opera.

Per quanto riguarda, invece, i cedimenti di consolidazione, essi richiederanno tempi lunghi a causa della bassa permeabilità dei terreni limosi e argillosi sottostanti.

La valutazione del tempo necessario perchè si esaurisca la percentuale più significativa dei cedimenti di consolidazione è stata effettuata facendo riferimento

alla classica teoria della consolidazione mono-dimensionale ed è espressa dalla relazione:

$$t = T_v H^2 / c_v$$

Nel caso in esame, facendo riferimento ai risultati delle prove geotecniche di laboratorio ed alle conoscenze già acquisite dallo scrivente a riguardo dei terreni argillosi dell'anconetano, risulta:

$$\begin{aligned} \text{- limi sabbiosi:} \quad c_v &\equiv 100 \text{ m}^2/\text{anno} \\ &\equiv 3,17 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \end{aligned}$$

$$\text{- argille:} \quad c_v \equiv 3 \times 10^{-7} \text{ "}$$

Nel primo caso, ipotizzando che dei 16-18 m di deposito sabbioso-limoso una decina siano costituiti da sabbie liberamente drenanti, il tempo necessario perchè si verifichi il 90% del cedimento totale calcolato è pari a:

$$\begin{aligned} t &= \frac{0,848 \times 10^2}{3,17 \times 10^{-6}} = 27 \times 10^6 \text{ s} \\ &= 310 \text{ gg.} \end{aligned}$$

Allo stesso modo, il tempo necessario perchè si verifichi l'80% del cedimento di uno strato argilloso dello stesso spessore è pari a:

$$t = \frac{0,567 \times 10^2}{3,17 \times 10^{-6}} = 179 \times 10^6 \text{ s} \\ = 2070 \text{ gg.}$$

#### 7.4. Conclusioni

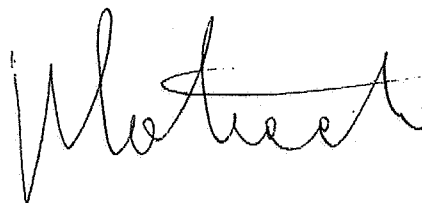
I calcoli svolti mostrano che, a causa della compressibilità dei terreni del fondale, i cedimenti delle fondazioni richiedono tempi lunghi.

Infatti, mentre i cedimenti immediati dovrebbero esaurirsi durante i lavori di costruzione (previsti in 3 anni), quelli di consolidazione proseguiranno nel tempo.

Pertanto si consiglia di realizzare la pavimentazione definitiva e quelle sovrastrutture (quali le vie di corsa della gru) che richiedono una perfetta planarità, solo al termine dei cedimenti stessi. Naturalmente, poichè il calcolo teorico può risultare discosto dal reale andamento dei cedimenti (a causa delle necessarie approssimazioni introdotte nei calcoli), si consiglia di monitorare le strutture in modo da osservare

il decorso dei cedimenti nel tempo e assumere le conseguenti determinazioni.

Naturalmente può essere opportuno accelerare lo sviluppo dei cedimenti sovraccaricando i cassoni con blocchi di calcestruzzo ovvero realizzando una maggiore altezza per le scogliere.



Bari, Giugno 1997

## **APPENDICE 1**

**VERIFICA DI STABILITA' DELLA DIGA A SCOGLIERA**

**(Fondazione a -15,00 m)**



<<A.1>> NORMATIVA DI RIFERIMENTO.

L'impostazione del calcolo e le verifiche di sicurezza sono eseguite nel rispetto delle seguenti normative:

- L. 2 Febbraio 1974 n.64 : "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M. 24 Gennaio 1986 : "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche"
- D.M. 11 Marzo 1988 : "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilit  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".

<<A.2>> VERIFICHE DI STABILITA'.

I fenomeni franosi possono essere ricondotti alla formazione di una superficie di rottura lungo la quale le forze, che tendono a provocare lo scivolamento del pendio, non risultano equilibrate dalla resistenza a taglio del terreno lungo tale superficie.

La verifica di stabilit  del pendio si riconduce alla determinazione di un coefficiente di sicurezza, relativo ad una ipotetica superficie di rottura, pari al rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e la resistenza al taglio mobilitata.

Suddiviso il pendio in un determinato numero di conci di uguale ampiezza, per ogni concio si possono individuare:

- a) il peso;
- b) la risultante delle forze esterne agenti sulla superficie;
- c) le forze inerziali orizzontali e verticali;
- d) le reazioni normali e tangenziali mutue tra i conci;
- e) le reazioni normali e tangenziali alla base dei conci;
- f) le pressioni idrostatiche alla base.

Sotto l'ipotesi che la base di ciascun concio sia piana e che lungo la superficie di scorrimento valga il criterio della rottura alla Mohr-Coulomb, che correla tra loro le reazioni tangenziali e normali alla base, le incognite, per la determinazione dell'equilibrio di ogni concio, risultano essere le reazioni laterali, i loro punti di applicazione, e la reazione normale alla base.

Per la determinazione di tutte le incognite, le equazioni di equilibrio risultano insufficienti, per cui il problema della stabilit  dei pendii e', in via rigorosa, staticamente indeterminato. La risoluzione del problema va perseguita introducendo ulteriori condizioni sugli sforzi agenti sui conci. Tali ulteriori ipotesi differenziano sostanzialmente i diversi metodi di calcolo.

I casi in cui non e' possibile stabilire un coefficiente di sicurezza per il pendio presentano un coefficiente di sicurezza convenzionale, pari a:

7777.7778 : coefficiente di sicurezza minore di 0,1;  
 8888.8887 : convergenza del metodo di calcolo non ottenuta;  
 9999.0000 : intersezione della superficie di scivolamento con un corpo rigido.

#### <<A.2.1>> METODO DI BISHOP.

Le ipotesi alla base dell'espressione di Bishop del coefficiente di sicurezza sono date da:

- a) superficie di scivolamento circolare;
- b) uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali dei conci.

$$F = \frac{\sum_{i=1,N} [c_i b + (W_i - u_i b) \tan(f_i)] \frac{\sec a_i}{1 + \tan(f_i) \cdot \tan(a_i)/F}}{\sum_{i=1,N} W_i \sin(a_i)} \quad (1)$$

dove:

N = numero di conci in cui e' suddiviso il pendio  
 c<sub>i</sub> = coesione alla base del concio i  
 b = larghezza del concio  
 W<sub>i</sub> = peso del concio  
 u<sub>i</sub> = pressione interstiziale alla base  
 f<sub>i</sub> = angolo di attrito del terreno alla base del concio  
 a<sub>i</sub> = inclinazione della base del concio

Tale espressione del coefficiente di sicurezza F risulta in forma implicita, pertanto viene risolta per via iterativa.

#### <<A.2.2>> METODO DI JAMBU.

L'ipotesi alla base del metodo e' la conoscenza della posizione della linea di spinta, pertanto risultano noti i bracci delle reazioni laterali ai conci.

$$F = \frac{\sum_{i=1,N} A_i}{\sum_{i=1,N} B_i} \quad (2)$$

posto:

$$A_i = [c_i + (dW/b + dX/b - u_i) \cdot \tan(f_i)] \cdot b / n_i \quad (3)$$

$$n_i = \frac{1 + \tan(\alpha_i) \tan(\phi_i) / F}{1 + \tan^2(\alpha_i)} \quad (4)$$

$$B_i = Q_i + (dW + dX) \cdot \tan(\alpha_i) \quad (5)$$

dove, oltre alle quantità già definite per il metodo di Bishop, si definiscono le ulteriori grandezze:

$dW = W_i + P_i$ ;

$P_i$  = forze verticali esterne agenti sul concio  $i$ ;

$Q_i$  = forze orizzontali sulla superficie esterna;

$dX$  = differenza tra le forze tangenziali sulle superfici opposte del concio.

Il coefficiente di sicurezza  $F$  viene determinato in via iterativa ponendo al primo tentativo  $dX = 0$  e  $n_i = 1$ .

#### <<A.2.3>> METODO DI BELL.

L'ipotesi alla base del metodo consiste nell'imporre una specifica distribuzione delle tensioni normali lungo la superficie di scivolamento.

Definite le quantità:

$$f = \sin \left( 2 \text{ pg} \cdot \frac{x_b - x_i}{x_b - x_a} \right);$$

$\text{pg}$  = costante  $\pi$  greca;

$x_b$  = ascissa punto di monte del pendio;

$x_a$  = ascissa punto di valle del pendio;

$x_i$  = ascissa parete di monte del pendio;

$K_x, K_y$  = coeff. sismici orizzontale e verticale;

$x_{ci}$  = ascissa punto medio alla base del concio  $i$ ;

$z_{ci}$  = ordinata punto medio alla base del concio  $i$ ;

$x_{gi}, y_{gi}$  = ascissa e ordinata baricentro concio  $i$ ;

$x_{mi}, y_{mi}$  = ascissa e ordinata punto applicazione risultante forze esterne.

Il coefficiente di sicurezza  $F$  scaturisce come parametro contenuto nei coefficienti del sistema di equazioni:

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{14} \\ a_{24} \\ a_{34} \end{bmatrix}$$

dove:

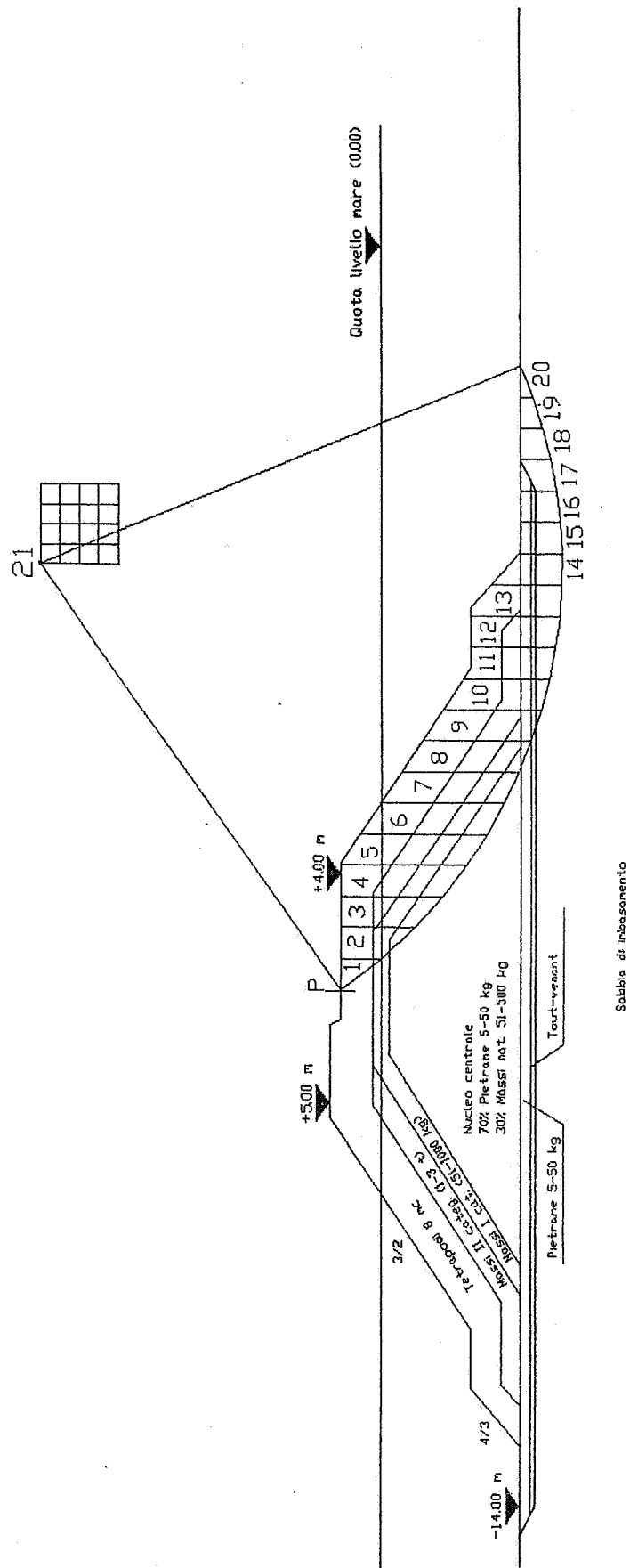
```

a11 = (1-Kx) * (Σi Wi cos²(ai) tan(fi) - F Σi Wi sin(ai) cos(ai));
a12 = Σi f b tan(fi) - F Σi f b tan(ai);
a13 = Σi ci b;
a14 = Σi ui b tan(fi) + F (Kx Σi Wi - Qi);
a21 = (1-Ky) * (Σi Wi sin(ai) cos(ai) tan(fi) + F Σi Wi cos²(ai));
a22 = Σi f b tan(ai) tan(fi) + F Σi f b;
a23 = Σi ci b tan(ai);
a24 = Σi ui b tan(ai) tan(fi) + F [(1-Ky) Σi Wi + Pi ];
a31 = (1-Ky) * {Σi (Wi cos²(ai) tan(fi))·zci -
                - Σi (Wi sin(ai) cos(ai) tan(fi))·xci -
                - F ·[Σi (Wi cos²(ai))·xci + Σi (Wi sin(ai) cos(ai))·zci]};
a32 = Σi (f b tan(fi))·zci - Σi (f b tan(ai) tan(fi))·xci -
        - F [ Σi (f b tan(ai))·zci + Σi f b xci ];
a33 = Σi (ci b)·zci - Σi (ci b tan(ai))·xci;
a34 = Σi (ui b tan(fi))·zci - Σi (ui b tan(ai) tan(fi))·xci +
        + F Kx Σi Wi ygi - (1-Ky) Σi Wi xgi - Qi·ymi - Pi·xmi].

```

$$\text{Raggio} = 52.03 \text{ m} - X_C = 100 \text{ m} - Y_C = 58 \text{ m}$$

Verifica statica : Bishop=2.87 - Janbu=2.83



TEORIA: Bishop / Jambu - SEZ.BANCHINA ANCONA STAT.

-----  
**DATI GENERALI STABILITA' PENDIO**  
 -----

D A T I      G E N E R A L I      D I      V E R I F I C A	
Numero conci :	20
Numero elementi rigidi:	0
Tipo Superficie di rottura :	CIRCOLARE PASSANTE PER UN PUNTO
Coefficiente sismico orizzontale :	0.000
Coefficiente sismico verticale :	0.000
Rapporto Hs/Hm :	0.40
COORDINATE PUNTO DI PASSAGGIO CERCHI DI ROTTURA	
Ascissa punto passaggio cerchio (m) :	56.800
Ordinata punto passaggio cerchio (m) :	29.000
PARAMETRI MAGLIA DEI CENTRI PER SUPERFICI DI ROTTURA CIRCOLARI	
Ascissa Polo (m) :	100.000
Ordinata Polo (m) :	50.000
Numero righe maglia:	5
Numero colonne maglia :	5
Passo direzione 'X' (m) :	2.00
Passo direzione 'Y' (m) :	2.00
Rotazione maglia (Grd) :	0
Peso specifico dell' acqua (t/mc) :	1.000

-----  
**DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA**  
 -----

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
	Profilo del pendio					1	0.00	10.00
						2	12.00	10.00
						3	17.66	15.00
						4	23.66	15.00
						5	44.66	29.00
						6	51.66	29.00
						7	54.06	29.00
						8	54.46	28.00
						9	70.26	28.00
						10	89.86	15.00
						11	95.86	15.00
						12	101.52	10.00
						13	140.00	10.00

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

# -----

## DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA

# -----

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	TETRAPODI 8 MC	0.000	50.00	1.700	1.700	1	12.00	10.00
						2	16.00	10.00
						3	18.00	12.00
						4	26.36	12.00
						5	46.00	24.80
						6	67.26	24.80
						7	86.66	12.00
						8	93.66	12.00
						9	95.66	10.00
						10	101.52	10.00
2	MASSI II CATEG.	0.000	48.00	1.750	1.750	1	16.00	10.00
						2	27.00	10.00
						3	50.00	24.80
						4	63.26	24.80
						5	85.00	10.00
						6	95.66	10.00
3	MASSI I CATEG.	0.000	45.00	1.870	1.870	1	27.00	10.00
						2	30.00	10.00
						3	51.00	23.20
						4	62.50	23.20
						5	82.00	10.00
						6	85.00	10.00
4	NUCLEO CENTRALE	0.000	42.00	1.800	1.800	1	0.00	10.00
						2	140.00	10.00
5	PIETRAME	0.000	38.00	2.000	2.000	1	3.00	10.00
						2	6.00	8.50
						3	107.50	8.50
						4	110.50	10.00
6	SABBIA	0.000	35.00	1.900	1.900			

## -----

### COORDINATE PROFILO FALDA

## -----

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	37.16	24.00
3	89.86	15.00
5	101.52	10.00

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
2	76.25	24.00
4	95.86	15.00
6	140.00	10.00

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

# COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

N.ro Cerchio critico : 21				Coefficienti di sicurezza		
Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)	Bishop	Jambu	Bell
1	100.00	50.00	48.03	3.5248	3.4856	
2	102.00	50.00	49.84	3.9388	3.8948	
3	104.00	50.00	51.66	4.3747	4.3168	
4	106.00	50.00	53.49	4.8314	4.7727	
5	108.00	50.00	55.34	4.4234	4.3953	
6	100.00	52.00	48.94	3.3468	3.3084	
7	102.00	52.00	50.72	3.7458	3.7088	
8	104.00	52.00	52.51	4.1755	4.1251	
9	106.00	52.00	54.31	4.6214	4.5705	
10	108.00	52.00	56.13	4.2597	4.2340	
11	100.00	54.00	49.91	3.1956	3.1508	
12	102.00	54.00	51.65	3.6029	3.5538	
13	104.00	54.00	53.41	4.0225	3.9744	
14	106.00	54.00	55.19	4.4507	4.3908	
15	108.00	54.00	56.98	4.1281	4.0939	
16	100.00	56.00	50.94	3.0363	2.9945	
17	102.00	56.00	52.65	3.4358	3.3929	
18	104.00	56.00	54.38	3.8655	3.8117	
19	106.00	56.00	56.12	4.2973	4.2405	
20	108.00	56.00	57.88	4.0085	3.9637	
21	100.00	58.00	52.03	2.8797	2.8389	
22	102.00	58.00	53.70	3.3019	3.2534	
23	104.00	58.00	55.40	3.7087	3.6563	
24	106.00	58.00	57.11	4.1299	4.0758	
25	108.00	58.00	58.84	4.5885	4.5306	

TEORIA: Bishop / Jambu - SEZ.BANCHINA ANCONA STAT.

## CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 21								
Concio N.ro	h (m)	L (m)	a (°)	c (t/mq)	Ø (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)
1	2	5.08	51.99	0.00	50.0	10.65	0.0	0.00
2	6	4.56	46.68	0.00	42.0	31.25	1.7	5.21
3	9	4.20	41.85	0.00	42.0	48.39	4.7	14.79
4	11	3.94	37.37	0.00	42.0	62.56	7.3	22.91
5	13	3.74	33.14	0.00	42.0	69.76	9.5	29.85
6	12	3.58	29.11	0.00	42.0	68.72	11.4	35.78
7	12	3.46	25.23	0.00	42.0	66.08	12.0	37.54
8	11	3.36	21.48	0.00	38.0	62.25	11.3	35.30

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS



# CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 21								
Concio N.ro	h (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	c (t/mq)	$\phi$ (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)
9	10	3.29	17.81	0.00	35.0	57.23	10.3	32.32
10	9	3.23	14.23	0.00	35.0	51.04	9.2	28.66
11	8	3.18	10.69	0.00	35.0	45.84	8.1	25.36
12	9	3.15	7.20	0.00	35.0	48.77	8.6	26.90
13	8	3.14	3.74	0.00	35.0	46.72	8.2	25.77
14	6	3.13	0.29	0.00	35.0	32.67	5.6	17.47
15	4	3.13	-3.16	0.00	35.0	23.83	3.9	12.29
16	4	3.15	-6.62	0.00	35.0	22.23	3.7	11.46
17	3	3.18	-10.11	0.00	35.0	19.24	3.2	10.01
18	3	3.22	-13.63	0.00	35.0	15.11	2.5	7.95
19	2	3.28	-17.21	0.00	35.0	9.97	1.7	5.25
20	1	3.35	-20.86	0.00	35.0	3.55	0.6	1.87

Superficie di Scorrimento N.ro: 21					
Concio N.ro	Ff (t)	Fq (t)	Fr (t)	Fs (t)	Ftot (t)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	10.65
2	0.00	0.00	0.00	0.00	31.25
3	0.00	0.00	0.00	0.00	48.39
4	0.00	0.00	0.00	0.00	62.56
5	0.00	0.00	0.00	0.00	69.76
6	0.00	0.00	0.00	0.00	68.72
7	0.00	3.27	0.00	0.00	69.35
8	0.00	9.75	0.00	0.00	72.00
9	0.00	16.23	0.00	0.00	73.46
10	0.00	22.70	0.00	0.00	73.74
11	0.00	28.17	0.00	0.00	74.01
12	0.00	28.17	0.00	0.00	76.94
13	0.00	30.24	0.00	0.00	76.96
14	0.00	38.89	0.00	0.00	71.56
15	0.00	43.81	0.00	0.00	67.64
16	0.00	43.81	0.00	0.00	66.05
17	0.00	43.81	0.00	0.00	63.06
18	0.00	43.81	0.00	0.00	58.93
19	0.00	43.81	0.00	0.00	53.79
20	0.00	43.81	0.00	0.00	47.36

# FORZE ORIZZONTALI CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 21					
Concio N.ro	Hf (t)	Hq (t)	Hr (t)	Htot (t)	Hs (t)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

# REAZIONI MUTUE FRA CONCI

Superficie N.ro: 21							
		B I S H O P		J A M B U		B E L L	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)
	1	-0.00	0.00	7.15	2.12		
1	2	-5.41	0.00	29.36	6.06		
2	3	-23.54	0.00	57.52	5.60		
3	4	-48.82	0.00	85.06	-6.03		
4	5	-76.65	0.00	110.14	-25.90		
5	6	-102.95	0.00	133.48	-42.12		
6	7	-125.29	0.00	154.00	-52.83		
7	8	-143.27	0.00	170.90	-61.28		
8	9	-157.57	0.00	183.83	-65.69		
9	10	-167.89	0.00	191.46	-54.76		
10	11	-173.22	0.00	192.38	-33.46		
11	12	-173.80	0.00	190.58	-38.83		
12	13	-170.55	0.00	186.80	-59.44		

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

REAZIONI MUTUE FRA CONCI

Superficie N.ro: 21							
		B I S H O P		J A M B U		B E L L	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)
13	14	-162.93	0.00	169.84	-42.85		
14	15	-150.38	0.00	142.98	-12.67		
15	16	-133.65	0.00	116.98	-1.19		
16	17	-113.14	0.00	90.53	1.25		
17	18	-89.14	0.00	61.62	2.14		
18	19	-61.96	0.00	30.83	2.02		
19	20	-32.01	0.00	0.00	0.00		
20		0.00	0.00	0.00	0.00		

TEORIA: Bell - SEZ. BANCHINA ANCONA STAT. SISMICA

-----  
DATI GENERALI STABILITA' PENDIO  
-----

DATI GENERALI DI VERIFICA	
Numero conci : 20	
Numero elementi rigidi: 0	
Tipo Superficie di rottura : CIRCOLARE PASSANTE PER UN PUNTO	
Coefficiente sismico orizzontale : 0.070	
Coefficiente sismico verticale : 0.000	
COORDINATE PUNTO DI PASSAGGIO CERCHI DI ROTTURA	
Ascissa punto passaggio cerchio (m) : 56.800	
Ordinata punto passaggio cerchio (m) : 29.000	
PARAMETRI MAGLIA DEI CENTRI PER SUPERFICI DI ROTTURA CIRCOLARI	
Ascissa Polo (m) : 100.000	
Ordinata Polo (m) : 50.000	
Numero righe maglia: 5	
Numero colonne maglia : 5	
Passo direzione 'X' (m) : 2.00	
Passo direzione 'Y' (m) : 2.00	
Rotazione maglia (Grd) : 0	
Peso specifico dell' acqua (t/mc) : 1.000	

-----  
DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA  
-----

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang. attr Grd	Densita' t/mc	D. Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
	Profilo del pendio					1	0.00	10.00
						2	12.00	10.00
						3	17.66	15.00
						4	23.66	15.00
						5	44.66	29.00
						6	51.66	29.00
						7	54.06	29.00
						8	54.46	28.00
						9	70.26	28.00
						10	89.86	15.00
						11	95.86	15.00
						12	101.52	10.00
						13	140.00	10.00

-----  
SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS  
-----

# -----

## DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA

# -----

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	TETRAPODI 8 MC	0.000	50.00	1.700	1.700	1	12.00	10.00
						2	16.00	10.00
						3	18.00	12.00
						4	26.36	12.00
						5	46.00	24.80
						6	67.26	24.80
						7	86.66	12.00
						8	93.66	12.00
						9	95.66	10.00
						10	101.52	10.00
2	MASSI II CATEG.	0.000	48.00	1.750	1.750	1	16.00	10.00
						2	27.00	10.00
						3	50.00	24.80
						4	63.26	24.80
						5	85.00	10.00
						6	95.66	10.00
3	MASSI I CATEG.	0.000	45.00	1.870	1.870	1	27.00	10.00
						2	30.00	10.00
						3	51.00	23.20
						4	62.50	23.20
						5	82.00	10.00
						6	85.00	10.00
4	NUCLEO CENTRALE	0.000	42.00	1.800	1.800	1	0.00	10.00
						2	140.00	10.00
5	PIETrame	0.000	38.00	2.000	2.000	1	3.00	10.00
						2	6.00	8.50
						3	107.50	8.50
						4	110.50	10.00
6	SABBIA	0.000	35.00	1.900	1.900			

## -----

### COORDINATE PROFILO FALDA

## -----

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	37.16	24.00
3	89.86	15.00
5	101.52	10.00

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
2	76.25	24.00
4	95.86	15.00
6	140.00	10.00

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

# COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

N.ro Cerchio critico : 10				Coefficienti di sicurezza		
Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)	Bishop	Jambu	Bell
1	100.00	50.00	48.03			8888.0000
2	102.00	50.00	49.84			2.0919
3	104.00	50.00	51.66			2.0344
4	106.00	50.00	53.49			1.9899
5	108.00	50.00	55.34			1.9572
6	100.00	52.00	48.94			8888.0000
7	102.00	52.00	50.72			8888.0000
8	104.00	52.00	52.51			1.9760
9	106.00	52.00	54.31			1.9340
10	108.00	52.00	56.13			1.9064
11	100.00	54.00	49.91			8888.0000
12	102.00	54.00	51.65			8888.0000
13	104.00	54.00	53.41			2.1255
14	106.00	54.00	55.19			2.0587
15	108.00	54.00	56.98			2.0106
16	100.00	56.00	50.94			8888.0000
17	102.00	56.00	52.65			2.1259
18	104.00	56.00	54.38			2.0731
19	106.00	56.00	56.12			2.0143
20	108.00	56.00	57.88			1.9686
21	100.00	58.00	52.03			2.0928
22	102.00	58.00	53.70			8888.0000
23	104.00	58.00	55.40			2.0209
24	106.00	58.00	57.11			1.9666
25	108.00	58.00	58.84			1.9270

TEORIA: Bell - SEZ. BANCHINA ANCONA STAT.

## CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 10								
Concio N.ro	h (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	c (t/mq)	$\phi$ (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)
1	4	8.84	60.17	0.00	45.0	29.15	0.0	0.00
2	10	7.14	52.00	0.00	42.0	82.17	6.5	28.53
3	16	6.24	45.17	0.00	42.0	121.17	11.5	50.64
4	18	5.67	39.09	0.00	35.0	140.97	15.5	68.23
5	18	5.27	33.50	0.00	35.0	144.94	18.2	80.15
6	18	4.99	28.26	0.00	35.0	143.87	18.0	78.96
7	17	4.79	23.26	0.00	35.0	138.04	17.2	75.52
8	16	4.64	18.45	0.00	35.0	132.08	16.2	71.25

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

# CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 10								
Concio N.ro	h (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	c (t/mq)	$\phi$ (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)
9	17	4.53	13.77	0.00	35.0	142.50	17.5	76.85
10	16	4.46	9.18	0.00	35.0	128.69	15.5	68.39
11	14	4.41	4.66	0.00	35.0	116.83	13.9	61.14
12	14	4.40	0.16	0.00	35.0	118.30	14.1	61.96
13	14	4.41	-4.34	0.00	35.0	116.37	13.9	61.25
14	13	4.45	-8.87	0.00	35.0	112.11	13.4	59.01
15	13	4.52	-13.45	0.00	35.0	104.85	12.5	55.18
16	11	4.63	-18.12	0.00	35.0	94.44	11.3	49.71
17	10	4.78	-22.92	0.00	35.0	80.65	9.7	42.45
18	8	4.98	-27.90	0.00	35.0	63.15	7.6	33.24
19	5	5.25	-33.12	0.00	35.0	41.42	5.0	21.80
20	2	5.63	-38.68	0.00	35.0	14.72	1.8	7.75

Superficie di Scorrimento N.ro: 10					
Concio N.ro	Ff (t)	Fq (t)	Fr (t)	Fs (t)	Ftot (t)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	29.15
2	0.00	0.00	0.00	0.00	82.17
3	0.00	0.00	0.00	0.00	121.17
4	0.00	0.00	0.00	0.00	140.97
5	0.00	2.34	0.00	0.00	147.29
6	0.00	15.14	0.00	0.00	159.01
7	0.00	27.93	0.00	0.00	165.97
8	0.00	39.59	0.00	0.00	171.67
9	0.00	39.59	0.00	0.00	182.09
10	0.00	51.98	0.00	0.00	180.67
11	0.00	61.58	0.00	0.00	178.41
12	0.00	61.58	0.00	0.00	179.88
13	0.00	61.58	0.00	0.00	177.96
14	0.00	61.58	0.00	0.00	173.69
15	0.00	61.58	0.00	0.00	166.43
16	0.00	0.00	0.00	0.00	94.44
17	0.00	0.00	0.00	0.00	80.65
18	0.00	0.00	0.00	0.00	63.15
19	0.00	0.00	0.00	0.00	41.42
20	0.00	0.00	0.00	0.00	14.72

# FORZE ORIZZONTALI CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 10					
Concio N.ro	Hf (t)	Hq (t)	Hr (t)	Htot (t)	Hs (t)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	2.04
2	0.00	0.00	0.00	0.00	5.75
3	0.00	0.00	0.00	0.00	8.48
4	0.00	0.00	0.00	0.00	9.87
5	0.00	0.00	0.00	0.00	10.15
6	0.00	0.00	0.00	0.00	10.07
7	0.00	0.00	0.00	0.00	9.66
8	0.00	0.00	0.00	0.00	9.25
9	0.00	0.00	0.00	0.00	9.97
10	0.00	0.00	0.00	0.00	9.01
11	0.00	0.00	0.00	0.00	8.18
12	0.00	0.00	0.00	0.00	8.28
13	0.00	0.00	0.00	0.00	8.15
14	0.00	0.00	0.00	0.00	7.85
15	0.00	0.00	0.00	0.00	7.34
16	0.00	0.00	0.00	0.00	6.61
17	0.00	0.00	0.00	0.00	5.65
18	0.00	0.00	0.00	0.00	4.42
19	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90
20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.03

# REAZIONI MUTUE FRA CONCI

Superficie N.ro: 10							
		B I S H O P		J A M B U		B E L L	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)
	1					0.00	0.00
1	2					-9.51	14.21
2	3					-50.85	58.29
3	4					-110.68	104.21
4	5					-178.16	141.77
5	6					-241.55	165.26
6	7					-294.30	172.72
7	8					-332.01	166.13
8	9					-352.23	148.17
9	10					-356.30	121.68
10	11					-339.52	90.54
11	12					-303.01	58.33
12	13					-249.05	27.64

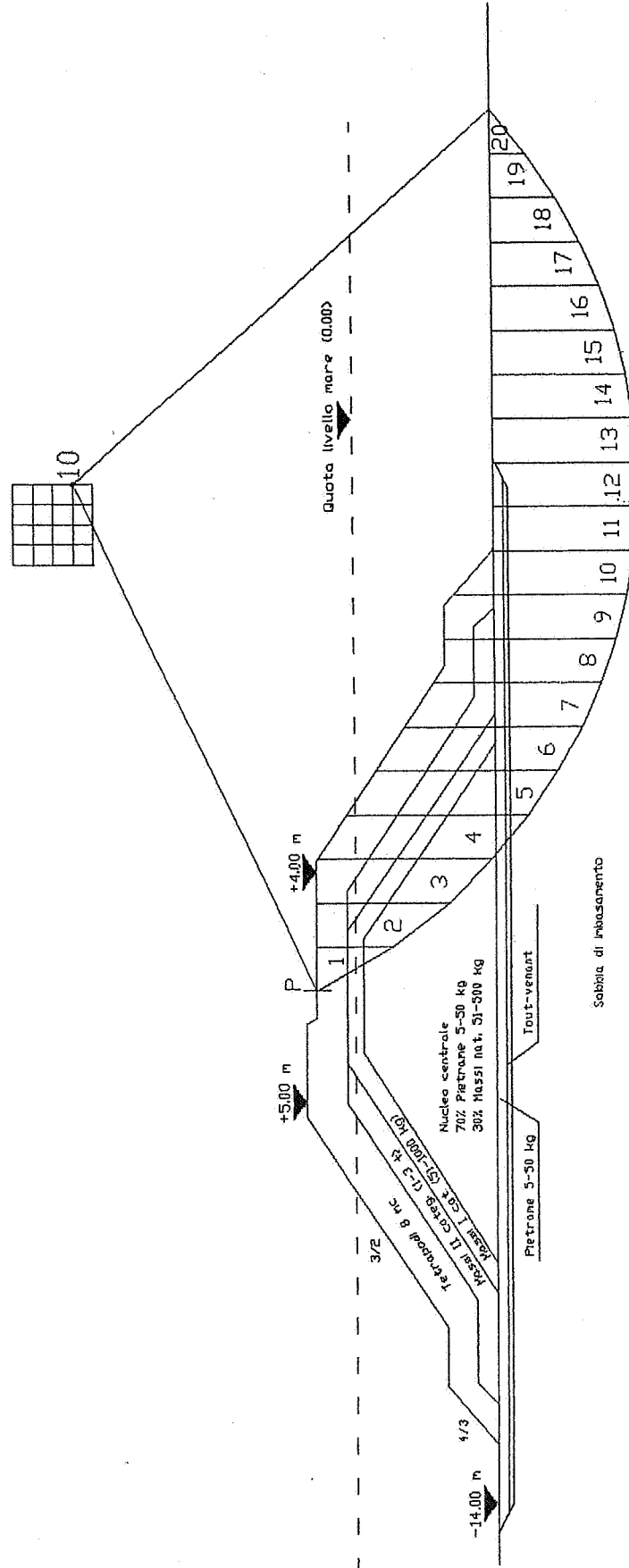
SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS



REAZIONI MUTUE FRA CONCI

Superficie N.ro: 10							
		B I S H O P		J A M B U		B E L L	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)
13	14					-179.39	1.75
14	15					-96.38	-16.53
15	16					-3.66	-24.91
16	17					49.35	-26.72
17	18					99.07	-22.48
18	19					140.51	-13.99
19	20					168.58	-4.69
20						178.56	0.00

ANCONA-Sezione banchina alta - Superficie critica n.10  
 Raggio = 56.12 m -  $X_C = 108$  m -  $Y_C = 52$  m  
 Verifica sismica :  $Bell=1.9$



TEORIA: Bishop / Jambu - SEZ.BANCHINA ANCONA (STAT.

-----  
DATI GENERALI STABILITA' PENDIO  
-----

D A T I      G E N E R A L I      D I      V E R I F I C A	
Numero conci : 20 Numero elementi rigidi: 0 Tipo Superficie di rottura :CIRCOLARE PASSANTE PER UN PUNTO Coefficiente sismico orizzontale : 0.000 Coefficiente sismico verticale : 0.000 Rapporto Hs/Hm : 0.40	
COORDINATE PUNTO DI PASSAGGIO CERCHI DI ROTTURA	
Ascissa punto passaggio cerchio (m) : 56.800 Ordinata punto passaggio cerchio (m) : 29.000	
PARAMETRI MAGLIA DEI CENTRI PER SUPERFICI DI ROTTURA CIRCOLARI	
Ascissa Polo (m) :100.000 Ordinata Polo (m) : 50.000 Numero righe maglia: 5 Numero colonne maglia : 5 Passo direzione 'X' (m) : 2.00 Passo direzione 'Y' (m) : 2.00 Rotazione maglia (Grd) : 0	
Peso specifico dell' acqua (t/mc) : 1.000	

-----  
DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA  
-----

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
	Profilo del pendio					1	0.00	10.00
						2	12.00	10.00
						3	17.66	15.00
						4	23.66	15.00
						5	44.66	29.00
						6	51.66	29.00
						7	54.06	29.00
						8	54.46	28.00
						9	70.26	28.00
						10	89.86	15.00
						11	95.86	15.00
						12	101.52	10.00
						13	140.00	10.00

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

# -----

## DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA

# -----

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	TETRAPODI 8 MC	0.000	50.00	1.700	1.700	1	12.00	10.00
						2	16.00	10.00
						3	18.00	12.00
						4	26.36	12.00
						5	46.00	24.80
						6	67.26	24.80
						7	86.66	12.00
						8	93.66	12.00
						9	95.66	10.00
						10	101.52	10.00
2	MASSI II CATEG.	0.000	48.00	1.750	1.750	1	16.00	10.00
						2	27.00	10.00
						3	50.00	24.80
						4	63.26	24.80
						5	85.00	10.00
						6	95.66	10.00
3	MASSI I CATEG.	0.000	45.00	1.870	1.870	1	27.00	10.00
						2	30.00	10.00
						3	51.00	23.20
						4	62.50	23.20
						5	82.00	10.00
						6	85.00	10.00
4	NUCLEO CENTRALE	0.000	42.00	1.800	1.800	1	0.00	10.00
						2	140.00	10.00
5	PIETrame	0.000	35.00	2.000	2.000	1	3.00	10.00
						2	6.00	8.50
						3	107.50	8.50
						4	110.50	10.00
6	SABBIA	0.000	32.00	1.900	1.900			

## -----

### COORDINATE PROFILO FALDA

## -----

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	37.16	24.00
3	89.86	15.00
5	101.52	10.00

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
2	76.25	24.00
4	95.86	15.00
6	140.00	10.00

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

# COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

N.ro Cerchio critico : 21				Coefficienti di sicurezza		
Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)	Bishop	Jambu	Bell
1	100.00	50.00	48.03	3.2157	3.1656	
2	102.00	50.00	49.84	3.5770	3.5281	
3	104.00	50.00	51.66	3.9730	3.9070	
4	106.00	50.00	53.49	4.3660	4.3092	
5	108.00	50.00	55.34	3.9971	3.9667	
6	100.00	52.00	48.94	3.0528	3.0051	
7	102.00	52.00	50.72	3.4007	3.3597	
8	104.00	52.00	52.51	3.7908	3.7337	
9	106.00	52.00	54.31	4.1747	4.1253	
10	108.00	52.00	56.13	3.8482	3.8214	
11	100.00	54.00	49.91	2.9270	2.8691	
12	102.00	54.00	51.65	3.2862	3.2260	
13	104.00	54.00	53.41	3.6520	3.5987	
14	106.00	54.00	55.19	4.0405	3.9725	
15	108.00	54.00	56.98	3.7239	3.6951	
16	100.00	56.00	50.94	2.7811	2.7279	
17	102.00	56.00	52.65	3.1331	3.0808	
18	104.00	56.00	54.38	3.5247	3.4584	
19	106.00	56.00	56.12	3.9014	3.8378	
20	108.00	56.00	57.88	3.6386	3.5848	
21	100.00	58.00	52.03	2.6490	2.5947	
22	102.00	58.00	53.70	3.0229	2.9615	
23	104.00	58.00	55.40	3.3816	3.3180	
24	106.00	58.00	57.11	3.7486	3.6922	
25	108.00	58.00	58.84	4.1650	4.0998	

TEORIA: Bishop / Jambu - SEZ.BANCHINA ANCONA (STAT.

## CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 21								
Concio N.ro	h (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	c (t/mq)	$\phi$ (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)
1	2	5.08	51.99	0.00	50.0	10.65	0.0	0.00
2	6	4.56	46.68	0.00	42.0	31.25	1.7	5.21
3	9	4.20	41.85	0.00	42.0	48.39	4.7	14.79
4	11	3.94	37.37	0.00	42.0	62.56	7.3	22.91
5	13	3.74	33.14	0.00	42.0	69.76	9.5	29.85
6	12	3.58	29.11	0.00	42.0	68.72	11.4	35.78
7	12	3.46	25.23	0.00	42.0	66.08	12.0	37.54
8	11	3.36	21.48	0.00	35.0	62.25	11.3	35.30

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

# CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 21								
Concio N.ro	h (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	c (t/mq)	$\phi$ (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)
9	10	3.29	17.81	0.00	32.0	57.23	10.3	32.32
10	9	3.23	14.23	0.00	32.0	51.04	9.2	28.66
11	8	3.18	10.69	0.00	32.0	45.84	8.1	25.36
12	9	3.15	7.20	0.00	32.0	48.77	8.6	26.90
13	8	3.14	3.74	0.00	32.0	46.72	8.2	25.77
14	6	3.13	0.29	0.00	32.0	32.67	5.6	17.47
15	4	3.13	-3.16	0.00	32.0	23.83	3.9	12.29
16	4	3.15	-6.62	0.00	32.0	22.23	3.7	11.46
17	3	3.18	-10.11	0.00	32.0	19.24	3.2	10.01
18	3	3.22	-13.63	0.00	32.0	15.11	2.5	7.95
19	2	3.28	-17.21	0.00	32.0	9.97	1.7	5.25
20	1	3.35	-20.86	0.00	32.0	3.55	0.6	1.87

Superficie di Scorrimento N.ro: 21					
Concio N.ro	Ff (t)	Fq (t)	Fr (t)	Fs (t)	Ftot (t)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	10.65
2	0.00	0.00	0.00	0.00	31.25
3	0.00	0.00	0.00	0.00	48.39
4	0.00	0.00	0.00	0.00	62.56
5	0.00	0.00	0.00	0.00	69.76
6	0.00	0.00	0.00	0.00	68.72
7	0.00	3.27	0.00	0.00	69.35
8	0.00	9.75	0.00	0.00	72.00
9	0.00	16.23	0.00	0.00	73.46
10	0.00	22.70	0.00	0.00	73.74
11	0.00	28.17	0.00	0.00	74.01
12	0.00	28.17	0.00	0.00	76.94
13	0.00	30.24	0.00	0.00	76.96
14	0.00	38.89	0.00	0.00	71.56
15	0.00	43.81	0.00	0.00	67.64
16	0.00	43.81	0.00	0.00	66.05
17	0.00	43.81	0.00	0.00	63.06
18	0.00	43.81	0.00	0.00	58.93
19	0.00	43.81	0.00	0.00	53.79
20	0.00	43.81	0.00	0.00	47.36

# FORZE ORIZZONTALI CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 21					
Concio N.ro	Hf (t)	Hg (t)	Hr (t)	Htot (t)	Hs (t)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

# REAZIONI MUTUE FRA CONCI

Superficie N.ro: 21							
		B I S H O P		J A M B U		B E L L	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)
	1	-0.00	0.00	6.59	2.12		
1	2	-5.03	0.00	27.78	6.09		
2	3	-22.43	0.00	55.05	5.90		
3	4	-46.86	0.00	81.94	-5.20		
4	5	-73.74	0.00	106.54	-24.52		
5	6	-99.15	0.00	129.44	-40.55		
6	7	-120.81	0.00	149.44	-50.70		
7	8	-138.14	0.00	166.51	-58.94		
8	9	-152.79	0.00	179.62	-63.59		
9	10	-163.47	0.00	187.55	-53.15		
10	11	-169.17	0.00	188.90	-32.50		
11	12	-170.13	0.00	187.35	-38.02		
12	13	-167.23	0.00	183.70	-58.34		

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

REAZIONI MUTUE FRA CONCI

Superficie N.ro: 21							
		B I S H O P		J A M B U		B E L L	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)
13	14	-159.98	0.00	167.21	-42.04		
14	15	-147.82	0.00	141.03	-12.39		
15	16	-131.49	0.00	115.51	-1.12		
16	17	-111.40	0.00	89.46	1.26		
17	18	-87.81	0.00	60.92	2.12		
18	19	-61.06	0.00	30.49	2.00		
19	20	-31.55	0.00	-0.00	0.00		
20		0.00	0.00	0.00	0.00		



TEORIA: Bell - SEZ.BANCHINA ANCONA (SISM.

-----  
DATI GENERALI STABILITA' PENDIO  
-----

D A T I      G E N E R A L I      D I      V E R I F I C A	
Numero conci : 20 Numero elementi rigidi: 0 Tipo Superficie di rottura : CIRCOLARE PASSANTE PER UN PUNTO Coefficiente sismico orizzontale : 0.070 Coefficiente sismico verticale : 0.000	
COORDINATE PUNTO DI PASSAGGIO CERCHI DI ROTTURA	
Ascissa punto passaggio cerchio (m) : 56.800 Ordinata punto passaggio cerchio (m) : 29.000	
PARAMETRI MAGLIA DEI CENTRI PER SUPERFICI DI ROTTURA CIRCOLARI	
Ascissa Polo (m) : 100.000 Ordinata Polo (m) : 50.000 Numero ricche maglia: 5 Numero colonne maglia : 5 Passo direzione 'X' (m) : 2.00 Passo direzione 'Y' (m) : 2.00 Rotazione maglia (Grd) : 0	
Peso specifico dell' acqua (t/mc) : 1.000	

-----  
DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA  
-----

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
	Profilo del pendio					1	0.00	10.00
						2	12.00	10.00
						3	17.66	15.00
						4	23.66	15.00
						5	44.66	29.00
						6	51.66	29.00
						7	54.06	29.00
						8	54.46	28.00
						9	70.26	28.00
						10	89.86	15.00
						11	95.86	15.00
						12	101.52	10.00
						13	140.00	10.00

-----  
SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS  
-----

# -----

## DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA

# -----

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	TETRAPODI 8 MC	0.000	50.00	1.700	1.700	1	12.00	10.00
						2	16.00	10.00
						3	18.00	12.00
						4	26.36	12.00
						5	46.00	24.80
						6	67.26	24.80
						7	86.66	12.00
						8	93.66	12.00
						9	95.66	10.00
						10	101.52	10.00
2	MASSI II CATEG.	0.000	48.00	1.750	1.750	1	16.00	10.00
						2	27.00	10.00
						3	50.00	24.80
						4	63.26	24.80
						5	85.00	10.00
						6	95.66	10.00
3	MASSI I CATEG.	0.000	45.00	1.870	1.870	1	27.00	10.00
						2	30.00	10.00
						3	51.00	23.20
						4	62.50	23.20
						5	82.00	10.00
						6	85.00	10.00
4	NUCLEO CENTRALE	0.000	42.00	1.800	1.800	1	0.00	10.00
						2	140.00	10.00
5	PIETRAME	0.000	35.00	2.000	2.000	1	3.00	10.00
						2	6.00	8.50
						3	107.50	8.50
						4	110.50	10.00
6	SABBIA	0.000	32.00	1.900	1.900			

## -----

### COORDINATE PROFILO FALDA

## -----

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	37.16	24.00
3	89.86	15.00
5	101.52	10.00

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
2	76.25	24.00
4	95.86	15.00
6	140.00	10.00

# COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

N.ro Cerchio critico : 10				Coefficienti di sicurezza		
Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)	Bishop	Jambu	Bell
1	100.00	50.00	48.03			8888.0000
2	102.00	50.00	49.84			1.8804
3	104.00	50.00	51.66			1.8276
4	106.00	50.00	53.49			1.7822
5	108.00	50.00	55.34			1.7521
6	100.00	52.00	48.94			2.1060
7	102.00	52.00	50.72			2.0241
8	104.00	52.00	52.51			1.7762
9	106.00	52.00	54.31			1.7329
10	108.00	52.00	56.13			1.7076
11	100.00	54.00	49.91			2.0456
12	102.00	54.00	51.65			1.9807
13	104.00	54.00	53.41			1.9118
14	106.00	54.00	55.19			1.8505
15	108.00	54.00	56.98			1.8019
16	100.00	56.00	50.94			1.9735
17	102.00	56.00	52.65			1.9200
18	104.00	56.00	54.38			1.8713
19	106.00	56.00	56.12			1.8121
20	108.00	56.00	57.88			1.7697
21	100.00	58.00	52.03			1.9051
22	102.00	58.00	53.70			2.0970
23	104.00	58.00	55.40			1.8256
24	106.00	58.00	57.11			1.7703
25	108.00	58.00	58.84			1.7337

TEORIA: Bell - SEZ. BANCHINA ANCONA (SISM.

## CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 10								
Concio N.ro	h (m)	L (m)	a (°)	c (t/mq)	Ø (°)	w (t)	hw (m)	Qw (t)
1	4	8.84	60.17	0.00	45.0	29.15	0.0	0.00
2	10	7.14	52.00	0.00	42.0	82.17	6.5	28.53
3	16	6.24	45.17	0.00	42.0	121.17	11.5	50.64
4	18	5.67	39.09	0.00	32.0	140.97	15.5	68.23
5	18	5.27	33.50	0.00	32.0	144.94	18.2	80.15
6	18	4.99	28.26	0.00	32.0	143.87	18.0	78.96
7	17	4.79	23.26	0.00	32.0	138.04	17.2	75.52
8	16	4.64	18.45	0.00	32.0	132.08	16.2	71.25

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

# CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 10								
Concio N.ro	h (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	c (t/mq)	$\phi$ (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)
9	17	4.53	13.77	0.00	32.0	142.50	17.5	76.85
10	16	4.46	9.18	0.00	32.0	128.69	15.5	68.39
11	14	4.41	4.66	0.00	32.0	116.83	13.9	61.14
12	14	4.40	0.16	0.00	32.0	118.30	14.1	61.96
13	14	4.41	-4.34	0.00	32.0	116.37	13.9	61.25
14	13	4.45	-8.87	0.00	32.0	112.11	13.4	59.01
15	13	4.52	-13.45	0.00	32.0	104.85	12.5	55.18
16	11	4.63	-18.12	0.00	32.0	94.44	11.3	49.71
17	10	4.78	-22.92	0.00	32.0	80.65	9.7	42.45
18	8	4.98	-27.90	0.00	32.0	63.15	7.6	33.24
19	5	5.25	-33.12	0.00	32.0	41.42	5.0	21.80
20	2	5.63	-38.68	0.00	32.0	14.72	1.8	7.75

Superficie di Scorrimento N.ro: 10					
Concio N.ro	Ff (t)	Fq (t)	Fr (t)	Fs (t)	Ftot (t)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	29.15
2	0.00	0.00	0.00	0.00	82.17
3	0.00	0.00	0.00	0.00	121.17
4	0.00	0.00	0.00	0.00	140.97
5	0.00	2.34	0.00	0.00	147.29
6	0.00	15.14	0.00	0.00	159.01
7	0.00	27.93	0.00	0.00	165.97
8	0.00	39.59	0.00	0.00	171.67
9	0.00	39.59	0.00	0.00	182.09
10	0.00	51.98	0.00	0.00	180.67
11	0.00	61.58	0.00	0.00	178.41
12	0.00	61.58	0.00	0.00	179.88
13	0.00	61.58	0.00	0.00	177.96
14	0.00	61.58	0.00	0.00	173.69
15	0.00	61.58	0.00	0.00	166.43
16	0.00	0.00	0.00	0.00	94.44
17	0.00	0.00	0.00	0.00	80.65
18	0.00	0.00	0.00	0.00	63.15
19	0.00	0.00	0.00	0.00	41.42
20	0.00	0.00	0.00	0.00	14.72

# FORZE ORIZZONTALI CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 10					
Concio N.ro	Hf (t)	Hg (t)	Hr (t)	Htot (t)	Hs (t)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	2.04
2	0.00	0.00	0.00	0.00	5.75
3	0.00	0.00	0.00	0.00	8.48
4	0.00	0.00	0.00	0.00	9.87
5	0.00	0.00	0.00	0.00	10.15
6	0.00	0.00	0.00	0.00	10.07
7	0.00	0.00	0.00	0.00	9.66
8	0.00	0.00	0.00	0.00	9.25
9	0.00	0.00	0.00	0.00	9.97
10	0.00	0.00	0.00	0.00	9.01
11	0.00	0.00	0.00	0.00	8.18
12	0.00	0.00	0.00	0.00	8.28
13	0.00	0.00	0.00	0.00	8.15
14	0.00	0.00	0.00	0.00	7.85
15	0.00	0.00	0.00	0.00	7.34
16	0.00	0.00	0.00	0.00	6.61
17	0.00	0.00	0.00	0.00	5.65
18	0.00	0.00	0.00	0.00	4.42
19	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90
20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.03

# REAZIONI MUTUE FRA CONCI

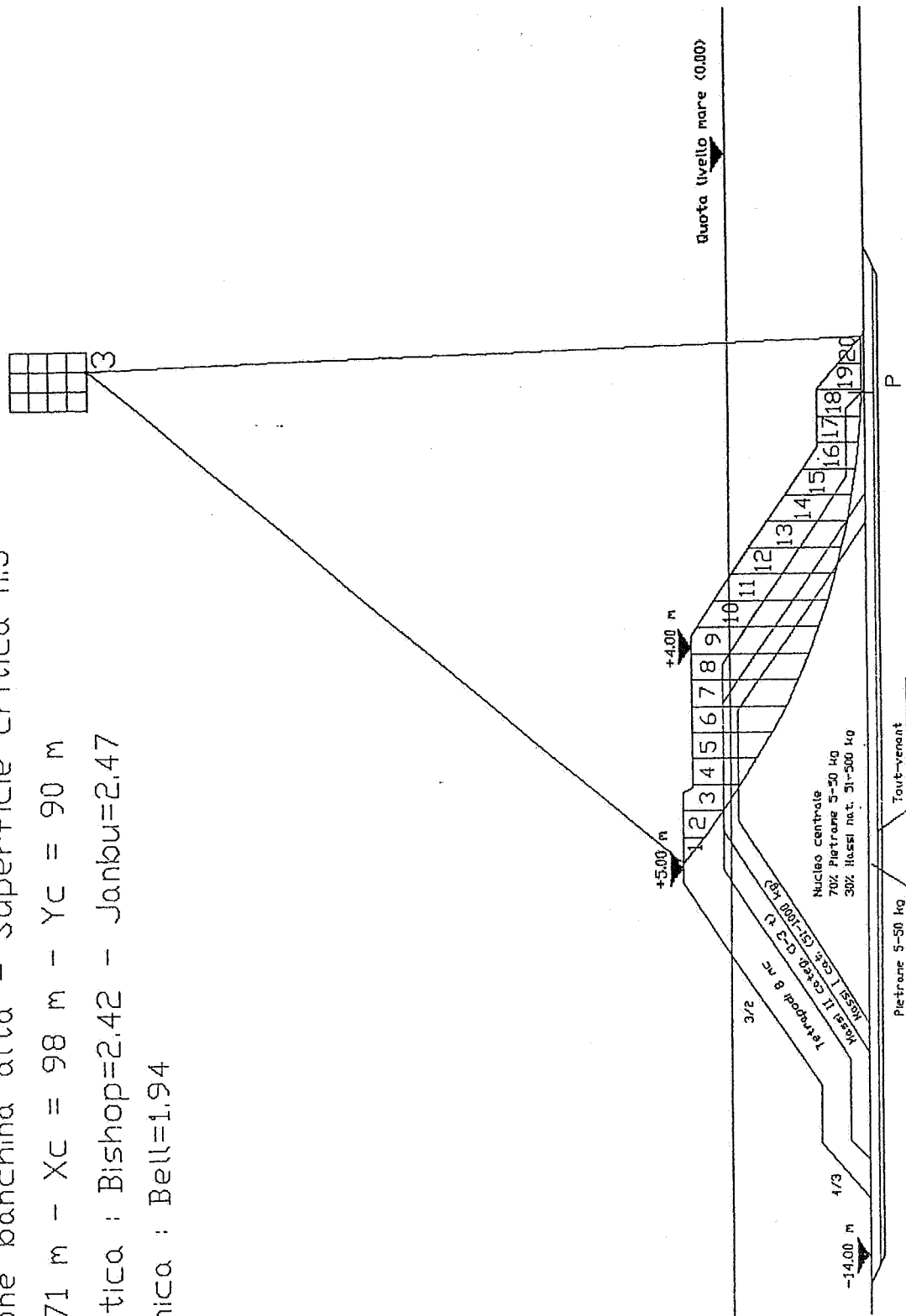
Superficie N.ro: 10							
		B I S H O P		J A M B U		B E L L	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)
	1					0.00	0.00
1	2					-9.01	13.43
2	3					-49.96	57.20
3	4					-108.83	102.38
4	5					-176.27	140.18
5	6					-239.66	163.92
6	7					-292.46	171.66
7	8					-330.27	165.35
8	9					-350.64	147.66
9	10					-354.89	121.40
10	11					-338.33	90.45
11	12					-302.06	58.39
12	13					-248.34	27.79

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

REAZIONI MUTUE FRA CONCI

Superficie N.ro: 10							
		B I S H O P		J A M B U		B E L L	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)
13	14					-178.91	1.95
14	15					-96.11	-16.32
15	16					-3.59	-24.71
16	17					49.37	-26.58
17	18					99.07	-22.40
18	19					140.50	-13.95
19	20					168.58	-4.68
20						178.56	0.00

Verifica sismica :  $Bell=1.94$



## Sabbia di libanesamento

TEORIA: Bishop / Jambu - SEZ.BANCHINA ANCONA (STAT.)

-----  
DATI GENERALI STABILITA' PENDIO  
-----

D A T I     G E N E R A L I     D I     V E R I F I C A	
Numero conci : 20 Numero elementi rigidi: 0 Tipo Superficie di rottura :CIRCOLARE PASSANTE PER UN PUNTO Coefficiente sismico orizzontale : 0.000 Coefficiente sismico verticale : 0.000 Rapporto Hs/Hm : 0.40	
COORDINATE PUNTO DI PASSAGGIO CERCHI DI ROTTURA	
Ascissa punto passaggio cerchio (m) : 95.320 Ordinata punto passaggio cerchio (m) : 10.340	
PARAMETRI MAGLIA DEI CENTRI PER SUPERFICI DI ROTTURA CIRCOLARI	
Ascissa Polo (m) : 90.000 Ordinata Polo (m) : 90.000 Numero righe maglia: 5 Numero colonne maglia : 5 Passo direzione 'X' (m) : 2.00 Passo direzione 'Y' (m) : 2.00 Rotazione maglia (Grd) : 0	
Peso specifico dell' acqua (t/mc) : 1.000	

-----  
DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA  
-----

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
	Profilo del pendio					1	0.00	10.00
						2	12.00	10.00
						3	17.66	15.00
						4	23.66	15.00
						5	44.66	29.00
						6	51.66	29.00
						7	54.06	29.00
						8	54.46	28.00
						9	70.26	28.00
						10	89.86	15.00
						11	95.86	15.00
						12	101.52	10.00
						13	140.00	10.00

-----  
SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS  
-----



# -----

## DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA

# -----

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	TETRAPODI 8 MC	0.000	50.00	1.700	1.700	1	12.00	10.00
						2	16.00	10.00
						3	18.00	12.00
						4	26.36	12.00
						5	46.00	24.80
						6	67.26	24.80
						7	86.66	12.00
						8	93.66	12.00
						9	95.66	10.00
						10	101.52	10.00
2	MASSI II CATEG.	0.000	48.00	1.750	1.750	1	16.00	10.00
						2	27.00	10.00
						3	50.00	24.80
						4	63.26	24.80
						5	85.00	10.00
						6	95.66	10.00
3	MASSI I CATEG.	0.000	45.00	1.870	1.870	1	27.00	10.00
						2	30.00	10.00
						3	51.00	23.20
						4	62.50	23.20
						5	82.00	10.00
						6	85.00	10.00
4	NUCLEO CENTRALE	0.000	42.00	1.800	1.800	1	0.00	10.00
						2	140.00	10.00
5	PIETRAME	0.000	35.00	2.000	2.000	1	3.00	10.00
						2	6.00	8.50
						3	107.50	8.50
						4	110.50	10.00
6	SABBIA	0.000	32.00	1.900	1.900			

## -----

### COORDINATE PROFILO FALDA

## -----

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	37.16	24.00
3	89.86	15.00
5	101.52	10.00

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
2	76.25	24.00
4	95.86	15.00
6	140.00	10.00

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

# COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

N.ro Cerchio critico : 5				Coefficienti di sicurezza		
Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)	Bishop	Jambu	Bell
1	90.00	90.00	79.84	2.8123	2.8715	
2	92.00	90.00	79.73	2.6979	2.7541	
3	94.00	90.00	79.67	2.5788	2.6327	
4	96.00	90.00	79.66	2.4972	2.5471	
5	98.00	90.00	79.71	2.4253	2.4714	
6	90.00	92.00	81.83	2.8513	2.9096	
7	92.00	92.00	81.73	2.7286	2.7841	
8	94.00	92.00	81.67	2.6039	2.6568	
9	96.00	92.00	81.66	2.5146	2.5639	
10	98.00	92.00	81.70	2.4389	2.4860	
11	90.00	94.00	83.83	2.8764	2.9342	
12	92.00	94.00	83.73	2.7590	2.8138	
13	94.00	94.00	83.67	2.6268	2.6788	
14	96.00	94.00	83.66	2.5341	2.5828	
15	98.00	94.00	83.70	2.4620	2.5081	
16	90.00	96.00	85.83	2.8934	2.9510	
17	92.00	96.00	85.72	2.7878	2.8420	
18	94.00	96.00	85.67	2.6563	2.7076	
19	96.00	96.00	85.66	2.5582	2.6061	
20	98.00	96.00	85.70	2.4847	2.5299	
21	90.00	98.00	87.82	2.9257	2.9827	
22	92.00	98.00	87.72	2.8169	2.8705	
23	94.00	98.00	87.67	2.6858	2.7365	
24	96.00	98.00	87.66	2.5829	2.6301	
25	98.00	98.00	87.70	2.5010	2.5457	

TEORIA: Bishop / Jambu - SEZ.BANCHINA ANCONA (STAT.)

## CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 5								
Concio N.ro	h (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	c (t/mq)	$\phi$ (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)
1	1	3.49	38.81	0.00	50.0	5.06	0.0	0.00
2	3	3.38	36.34	0.00	50.0	14.75	0.0	0.00
3	5	3.28	33.95	0.00	45.0	24.04	0.1	0.29
4	6	3.20	31.62	0.00	42.0	28.13	1.9	5.06
5	7	3.12	29.35	0.00	42.0	35.98	3.5	9.42
6	9	3.06	27.13	0.00	42.0	43.14	4.9	13.40
7	10	3.00	24.95	0.00	42.0	49.65	6.3	17.02
8	11	2.95	22.81	0.00	42.0	55.30	7.5	20.30

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

# CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 5								
Concio N.ro	h (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	c (t/mq)	$\phi$ (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)
9	13	2.91	20.70	0.00	42.0	60.13	8.5	23.25
10	12	2.87	18.63	0.00	42.0	57.38	9.5	25.90
11	11	2.84	16.57	0.00	42.0	52.76	10.4	28.25
12	10	2.81	14.54	0.00	45.0	47.60	10.0	27.18
13	9	2.79	12.53	0.00	45.0	41.74	8.8	24.07
14	8	2.77	10.53	0.00	48.0	35.56	7.6	20.68
15	6	2.75	8.55	0.00	48.0	29.14	6.3	17.03
16	5	2.74	6.58	0.00	48.0	22.47	4.8	13.12
17	4	2.73	4.61	0.00	48.0	20.71	4.4	12.07
18	5	2.72	2.65	0.00	48.0	21.45	4.6	12.54
19	4	2.72	0.69	0.00	50.0	16.88	3.6	9.93
20	1	2.72	-1.26	0.00	50.0	5.70	1.2	3.35

Superficie di Scorrimento N.ro: 5					
Concio N.ro	Ff (t)	Fq (t)	Fr (t)	Fs (t)	Ftot (t)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	5.06
2	0.00	0.00	0.00	0.00	14.75
3	0.00	0.00	0.00	0.00	24.04
4	0.00	0.00	0.00	0.00	28.13
5	0.00	0.00	0.00	0.00	35.98
6	0.00	0.00	0.00	0.00	43.14
7	0.00	0.00	0.00	0.00	49.65
8	0.00	0.00	0.00	0.00	55.30
9	0.00	0.00	0.00	0.00	60.13
10	0.00	0.00	0.00	0.00	57.38
11	0.00	0.00	0.00	0.00	52.76
12	0.00	3.13	0.00	0.00	50.73
13	0.00	8.02	0.00	0.00	49.76
14	0.00	12.92	0.00	0.00	48.48
15	0.00	17.82	0.00	0.00	46.96
16	0.00	22.71	0.00	0.00	45.18
17	0.00	24.49	0.00	0.00	45.20
18	0.00	24.49	0.00	0.00	45.93
19	0.00	27.31	0.00	0.00	44.19
20	0.00	33.85	0.00	0.00	39.55

# FORZE ORIZZONTALI CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 5					
Concio N.ro	Hf (t)	Hq (t)	Hr (t)	Htot (t)	Hs (t)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

# REAZIONI MUTUE FRA CONCI

Superficie N.ro: 5							
		B I S H O P		J A M B U		B E L L	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)
	1	-0.00	0.00	1.19	0.08		
1	2	-1.10	0.00	4.06	0.63		
2	3	-3.64	0.00	9.36	1.08		
3	4	-8.45	0.00	17.40	2.01		
4	5	-15.79	0.00	27.32	3.57		
5	6	-24.76	0.00	37.94	3.92		
6	7	-34.50	0.00	48.65	3.64		
7	8	-44.30	0.00	58.70	-0.43		
8	9	-53.53	0.00	67.80	-10.98		
9	10	-61.73	0.00	76.00	-20.68		
10	11	-68.72	0.00	83.30	-26.80		
11	12	-74.76	0.00	87.90	-31.68		
12	13	-77.90	0.00	89.55	-35.24		

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

REAZIONI MUTUE FRA CONCI

Superficie N.ro: 5							
		B I S H O P		J A M B U		B E L L	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)
13	14	-78.21	0.00	87.02	-36.79		
14	15	-74.66	0.00	79.89	-32.16		
15	16	-68.29	0.00	67.46	-20.42		
16	17	-59.17	0.00	54.23	-13.67		
17	18	-47.98	0.00	42.70	-16.21		
18	19	-35.07	0.00	26.44	-15.55		
19	20	-18.86	0.00	0.00	0.00		
20		0.00	0.00	0.00	0.00		

TEORIA: Bell - SEZ.BANCHINA ANCONA (STAT.

-----  
DATI GENERALI STABILITA' PENDIO  
-----

D A T I      G E N E R A L I      D I      V E R I F I C A		
Numero conci : 20 Numero elementi rigidi: 0 Tipo Superficie di rottura : CIRCOLARE PASSANTE PER UN PUNTO Coefficiente sismico orizzontale : 0.070 Coefficiente sismico verticale : 0.000		
COORDINATE PUNTO DI PASSAGGIO CERCHI DI ROTTURA		
Ascissa punto passaggio cerchio (m) : 95.320 Ordinata punto passaggio cerchio (m) : 10.340		
PARAMETRI MAGLIA DEI CENTRI PER SUPERFICI DI ROTTURA CIRCOLARI		
Ascissa Polo (m) : 94.000 Ordinata Polo (m) : 90.000 Numero righe maglia: 3 Numero colonne maglia : 5 Passo direzione 'X' (m) : 2.00 Passo direzione 'Y' (m) : 2.00 Rotazione maglia (Grd) : 0		
Peso specifico dell' acqua (t/mc) : 1.000		

-----  
DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA  
-----

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
	Profilo del pendio					1	0.00	10.00
						2	12.00	10.00
						3	17.66	15.00
						4	23.66	15.00
						5	44.66	29.00
						6	51.66	29.00
						7	54.06	29.00
						8	54.46	28.00
						9	70.26	28.00
						10	89.86	15.00
						11	95.86	15.00
						12	101.52	10.00
						13	140.00	10.00

-----  
SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS  
-----

# -----

## DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA

# -----

Str. N.ro	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Anq.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	TETRAPODI 8 MC	0.000	50.00	1.700	1.700	1	12.00	10.00
						2	16.00	10.00
						3	18.00	12.00
						4	26.36	12.00
						5	46.00	24.80
						6	67.26	24.80
						7	86.66	12.00
						8	93.66	12.00
						9	95.66	10.00
						10	101.52	10.00
2	MASSI II CATEG.	0.000	48.00	1.750	1.750	1	16.00	10.00
						2	27.00	10.00
						3	50.00	24.80
						4	63.26	24.80
						5	85.00	10.00
						6	95.66	10.00
3	MASSI I CATEG.	0.000	45.00	1.870	1.870	1	27.00	10.00
						2	30.00	10.00
						3	51.00	23.20
						4	62.50	23.20
						5	82.00	10.00
						6	85.00	10.00
4	NUCLEO CENTRALE	0.000	42.00	1.800	1.800	1	0.00	10.00
						2	140.00	10.00
5	PIETrame	0.000	35.00	2.000	2.000	1	3.00	10.00
						2	6.00	8.50
						3	107.50	8.50
						4	110.50	10.00
6	SABBIA	0.000	32.00	1.900	1.900			

## -----

### COORDINATE PROFILO FALDA

## -----

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
1	37.16	24.00
3	89.86	15.00
5	101.52	10.00

Vert. N.ro	Ascissa (m)	Ordinata (m)
2	76.25	24.00
4	95.86	15.00
6	140.00	10.00

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

# COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

N.ro Cerchio critico : 3				Coefficienti di sicurezza		
Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)	Bishop	Jambu	Bell
1	94.00	90.00	79.67			2.0270
2	96.00	90.00	79.66			1.9791
3	98.00	90.00	79.71			1.9400
4	94.00	92.00	81.67			2.0412
5	96.00	92.00	81.66			1.9890
6	98.00	92.00	81.70			1.9454
7	94.00	94.00	83.67			2.0537
8	96.00	94.00	83.66			2.0003
9	98.00	94.00	83.70			1.9588
10	94.00	96.00	85.67			2.0705
11	96.00	96.00	85.66			2.0141
12	98.00	96.00	85.70			1.9719
13	94.00	98.00	87.67			2.0871
14	96.00	98.00	87.66			2.0283
15	98.00	98.00	87.70			1.9814

TEORIA: Bell - SEZ. BANCHINA ANCONA (STAT.

## CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 3								
Concio N.ro	h (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	c (t/mq)	$\phi$ (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)
1	1	3.49	38.81	0.00	50.0	5.06	0.0	0.00
2	3	3.38	36.34	0.00	50.0	14.75	0.0	0.00
3	5	3.28	33.95	0.00	45.0	24.04	0.1	0.29
4	6	3.20	31.62	0.00	42.0	28.13	1.9	5.06
5	7	3.12	29.35	0.00	42.0	35.98	3.5	9.42
6	9	3.06	27.13	0.00	42.0	43.14	4.9	13.40
7	10	3.00	24.95	0.00	42.0	49.65	6.3	17.02
8	11	2.95	22.81	0.00	42.0	55.30	7.5	20.30
9	13	2.91	20.70	0.00	42.0	60.13	8.5	23.25
10	12	2.87	18.63	0.00	42.0	57.38	9.5	25.90
11	11	2.84	16.57	0.00	42.0	52.76	10.4	28.25
12	10	2.81	14.54	0.00	45.0	47.60	10.0	27.18
13	9	2.79	12.53	0.00	45.0	41.74	8.8	24.07
14	8	2.77	10.53	0.00	48.0	35.56	7.6	20.68
15	6	2.75	8.55	0.00	48.0	29.14	6.3	17.03
16	5	2.74	6.58	0.00	48.0	22.47	4.8	13.12
17	4	2.73	4.61	0.00	48.0	20.71	4.4	12.07
18	5	2.72	2.65	0.00	48.0	21.45	4.6	12.54

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS



# CARATTERISTICHE CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 3								
Concio N.ro	h (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	c (t/mq)	$\phi$ (°)	W (t)	hw (m)	Qw (t)
19	4	2.72	0.69	0.00	50.0	16.88	3.6	9.93
20	1	2.72	-1.26	0.00	50.0	5.70	1.2	3.35

Superficie di Scorrimento N.ro: 3					
Concio N.ro	Ff (t)	Fq (t)	Fr (t)	Fs (t)	Ftot (t)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	5.06
2	0.00	0.00	0.00	0.00	14.75
3	0.00	0.00	0.00	0.00	24.04
4	0.00	0.00	0.00	0.00	28.13
5	0.00	0.00	0.00	0.00	35.98
6	0.00	0.00	0.00	0.00	43.14
7	0.00	0.00	0.00	0.00	49.65
8	0.00	0.00	0.00	0.00	55.30
9	0.00	0.00	0.00	0.00	60.13
10	0.00	0.00	0.00	0.00	57.38
11	0.00	0.00	0.00	0.00	52.76
12	0.00	3.13	0.00	0.00	50.73
13	0.00	8.02	0.00	0.00	49.76
14	0.00	12.92	0.00	0.00	48.48
15	0.00	17.82	0.00	0.00	46.96
16	0.00	22.71	0.00	0.00	45.18
17	0.00	24.49	0.00	0.00	45.20
18	0.00	24.49	0.00	0.00	45.93
19	0.00	27.31	0.00	0.00	44.19
20	0.00	33.85	0.00	0.00	39.55

# FORZE ORIZZONTALI CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 3					
Concio N.ro	Hf (t)	Hq (t)	Hr (t)	Htot (t)	Hs (t)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.35
2	0.00	0.00	0.00	0.00	1.03
3	0.00	0.00	0.00	0.00	1.68
4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.97
5	0.00	0.00	0.00	0.00	2.52
6	0.00	0.00	0.00	0.00	3.02

SOFTWARE: C.D.D. - Computer Design of Declivity - 3562 STS

# FORZE ORIZZONTALI CONCI

Superficie di Scorrimento N.ro: 3					
Concio N.ro	Hf (t)	Hq (t)	Hr (t)	Htot (t)	Hs (t)
7	0.00	0.00	0.00	0.00	3.48
8	0.00	0.00	0.00	0.00	3.87
9	0.00	0.00	0.00	0.00	4.21
10	0.00	0.00	0.00	0.00	4.02
11	0.00	0.00	0.00	0.00	3.69
12	0.00	0.00	0.00	0.00	3.33
13	0.00	0.00	0.00	0.00	2.92
14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.49
15	0.00	0.00	0.00	0.00	2.04
16	0.00	0.00	0.00	0.00	1.57
17	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45
18	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50
19	0.00	0.00	0.00	0.00	1.18
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40

Superficie N.ro: 3							
		B I S H O P		J A M B U		B E L L	
Conc. sx	Conc. dx	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)	F.or. (t)	F.vert. (t)
	1					0.00	0.00
1	2					-0.54	0.82
2	3					-1.62	2.64
3	4					-4.22	5.83
4	5					-9.47	10.80
5	6					-16.40	16.37
6	7					-24.21	21.73
7	8					-32.16	26.27
8	9					-39.54	29.55
9	10					-45.75	31.29
10	11					-51.08	31.85
11	12					-55.84	31.45
12	13					-57.11	29.38
13	14					-54.80	25.96
14	15					-47.32	21.33
15	16					-36.29	16.30
16	17					-21.92	11.33
17	18					-5.23	6.89
18	19					13.14	3.31
19	20					34.95	0.89
20						58.95	0.00

## **APPENDICE 2**

**CALCOLI DI STABILITA' DELLA BANCHINA DI RIVA**

(a cura dei progettisti)

## PORTO DI ANCONA - BANCHINA A CASSONI

### MATERIALI

Conglomerato cementizio  
Acciaio ad adherenza migliorata

$R_{ck}$  250 Kg/cm<sup>2</sup>  
FeB 44 k

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Peso specifico acqua di mare	$\gamma =$ 1,026 $\gamma/mc$
peso specifico materiale arido f. acqua	$\gamma =$ 1,80 $\gamma/mc$
peso specifico materiale saturo in acqua	$\gamma =$ 2,00 $\gamma/mc$
peso specifico calcestruzzo armato	$\gamma =$ 2,45 $\gamma/mc$
peso specifico calcestruzzo armato in acqua	$\gamma =$ 1,45 $\gamma/mc$
peso specifico calcestruzzo	$\gamma =$ 2,35 $\gamma/mc$
peso specifico calcestruzzo in acqua	$\gamma =$ 1,35 $\gamma/mc$
angolo attrito materiale per rinfilanco	$\phi =$ 35°
angolo attrito materiale per rinfilanco in acqua	$\phi =$ 32°
angolo inclinazione spinta	$\delta =$ 2/3 $\phi$
coeffic.di spinta attiva mat.rinfilanco	$k_a =$ 0,246
coeffic.di attrito ds - pietrame imbasamento	$v =$ 0,6

### CARICHI ACCIDENTALI

Sovraccarico uniformemente distribuito	$q =$ 5,00 $\gamma/mq$
Tiro alla bitta ( 50 ton)	$b =$ 2,76 $\gamma/ml$
carico gru	$g =$ 30,00 $\gamma/ml$

### SISMA

grado di sismicit�	$S =$ 9
coefficiente di intensit� sismica	$C =$ 0,07
coefficiente di risposta	1
coefficiente di protezione sismica	1

### MOTO ONDOSI

Altezza d'onda significativa	$H_s =$ 4,00 m
periodo	$T =$ 5,5 sec

## SPINTE ATTIVE

Spinta del sovraccarico

$$S(+2,00 / 0,00) = 5,00 \times 0,246 \times \cos 23^{\circ}20' =$$

$$1,13 \text{ Vmq}$$

$$S(0,00 / -14,80) = 5,00 \times 0,277 \times \cos 21^{\circ}20' =$$

$$1,30 \text{ Vmq}$$

Spinta attiva del terreno

$$S(0,00) = 1,8 \times 2,50 \times 0,226 =$$

$$1,02 \text{ Vmq}$$

$$S(0,00) = 1,1 \times 2,50 \times 0,26 =$$

$$0,72 \text{ Vmq}$$

$$S(-14,00) = 0,72 + 1,1 \times 14,00 \times 0,26 =$$

$$4,72 \text{ Vmq}$$

$$S(-18,00) = 4,72 + 1,1 \times 0,80 \times 0,26 =$$

$$4,95 \text{ Vmq}$$

## VOLUME E BARICENTRO CASSONE (H = 15,80)

	v (mc)	x (m)	z (m)	Mx (m <sup>4</sup> )	Mz (m <sup>4</sup> )
solettone: 14,0 x 18,10 x 0,80 =	202,72	7,00	0,40	1.419,04	81,09
fusto : mq 39,705 x 14,80 =	587,63	7,00	8,20	4.113,41	4.818,57
fori : 50 x 0,3 <sup>2</sup> x 3,14 x 0,40 =	-5,65	1,70	12,70	-9,61	-71,78
16 x 3,14 x 0,4 <sup>2</sup> x 0,20 =	-1,61	3,53	12,70	-5,68	-20,42
	783,09	7,05	6,14	5.517,17	4.807,46

## ANALISI DEI CARICHI BANCHINA IN ESERCIZIO (A ml di struttura)

(I momenti sono calcolati rispetto al filo esterno del piede del cassone lato mare)

	V (t)	H (t)	b (m)	Ms (tm)	Mr (tm)
cassone in c.a. : mc 783,09 / 18,10 x 2,45 =	106,00		7,05	746,80	
riemp. acqua : 3,26 x 7,0 x 1,026 =	23,41		3,53	82,65	
riemp. cls : 3,26 x 7,0 x 2,35 =	53,63		3,53	189,30	
riemp. T.V. : 3,28 x 14,80 x 2,00 =	97,09		7,00	679,62	
riemp. T.V. : 3,26 x 14,80 x 2,00 =	96,50		10,47	1.010,31	
sovrastut : 11,20 x 1,20 x 2,45 =	32,93		6,90	227,20	
cunicolo : -0,70 x 0,70 x 2,45 =	-1,20		11,50	-13,81	
rinfiacco sul piede : 1,5 x 2,0 x 1,8 =	5,40		13,25	71,55	
" " 1,5 x 14,0 x 1,1 =	23,10		13,25	306,08	
spinta di Archimede : -2 x 1,5 x 0,8 x 1,026 =	-2,46		7,00	-17,24	
" " -11,0 x 14,8 x 1,026 =	-167,03		7,40	-1.236,04	
spinta del terreno : 0,5 x 1,02 x 2,0 =		1,02	15,47		15,78
" 0,72 x 14,80 =		10,66	7,40		78,85
" 0,5 (4,95 - 0,72) x 14,80 =		31,30	4,93		154,42
compon. vertic. spinta : 1,02 x 0,431 =	0,44		12,50	5,50	
" " 41,96 x 0,384 =	16,11		12,50	201,41	
1° - CARICHI PERMANENTI	283,91	42,98	7,94	2.253,33	249,05

A - SPINTA DEL SOVRACCARICO					
1,13 x 2,0 =		2,26	15,80		35,71
1,30 x 14,80 =		19,24	7,40		142,38
compon. vertic. spinta : 2,26 x 0,431 =	0,97		12,50	12,18	
" " 19,24 x 0,384 =	7,39		12,50	92,35	
A - SOVRACCARICO A TERGO	8,36	21,50		104,53	178,08
B - TIRO ALLA BITTA		2,76	17,10		47,24
C - REAZIONE GRU	30,00		3,80	114,00	
1° + A + B + C	322,27	67,24		2.471,85	474,38
D - SOVRACCARICO SUL CASSONE					
5,00 x 11,20 =	56,00		6,90	386,40	
1° + A + B + C + D	378,27	67,24		2.858,25	474,38
E - SISMA (per S = 9 K'a/Ka = 1,366)					
- increm. di spinta : (42,98 + 21,50) x 0,366		23,60	11,20		264,32
- forza d'inerzia : 283,91 x 0,07 =		19,87	8,18		162,57
E - SISMA		43,47			426,88
1° + A + B + C + E	322,27	110,71		2.471,85	901,26
F - MOTO ONDOSO (CAVO D'ONDA)					
- R1 : 0,5 x 3,59 x 3,68 =		6,61	12,407		81,95
- R2 : 1,87 x 11,21 =		20,96	5,61		117,50
(3,68 - 1,87) x 11,21 x 0,5 =		10,15	7,47		75,82
Fo =		37,71			275,27
- R3 : 0,5 x 1,87 x 14,0 = Fv =	13,09		4,67	61,09	
1° + A + B + C + F	335,36	104,95		2.532,94	749,64
1° + A + B + C + E + F	335,36	148,43		2.532,94	1.176,52
1° + A + B + C + E + F + D	391,36	148,43		2.919,34	1.176,52

## VERIFICHE

### 1° CONDIZIONE (ESERCIZIO NORMALE)

Carichi permanenti + sovraccarico + tiro alla bitta + carico gru

### ARIBALTAMENTO

Risultante azioni verticali : V = 322,27 t

Risultante momenti stabilizzanti : Ms = 2.471,85 tm

Risultante azioni orizzontali : H = 67,24 t

Risultante momenti ribaltanti : Mr = 474,38 tm

$$Fr = Ms/Mr = 2.471,85 / 474,38 = 5,21$$

### ASCOBBIMENTO

$$Fs = uV/H = 0,6 \times 322,27 / 67,24 = 2,88$$

### PRESSIONE SULL'IMBASAMENTO

$$V = 378,27 \text{ t}$$

$$M_s = 2.858,25 \text{ tm}$$

$$H = 67,24 \text{ t}$$

$$M_r = 474,38 \text{ tm}$$

$$d = M_s - M_r / V = 2.858,25 - 474,38 / 378,27 = \text{ m } 6,30$$

$$e = B/2 - d = 7,00 - 6,30 = \text{ m } 0,7 < B/6 = 2,33$$

$$\text{Sigma l.m.} = 35,13 \text{ t/mq} = 3,51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sigma l.t.} = 18,91 \text{ t/mq} = 1,89 \text{ Kg/cm}^2$$

### II^a CONDIZIONE (I^a COND. + SISMA)

Carichi permanenti + sovraccarico + tiro alla bitta + carico gru + sisma

### ARIBALTAMENTO

$$V = 322,27 \text{ t}$$

$$M_s = 2.471,85 \text{ tm}$$

$$H = 110,71 \text{ t}$$

$$M_r = 901,26 \text{ tm}$$

$$F_r = M_s / M_r = 2,74$$

### ASCOBRIMENTO

$$F_s = uV / H = 1,75$$

### PRESSIONE SULL'IMBASAMENTO

$$V = 378,27 \text{ t}$$

$$M_s = 2.858,25 \text{ tm}$$

$$H = 110,71 \text{ t}$$

$$M_r = 901,26 \text{ tm}$$

$$d = M_s - M_r / V = 2.858,25 - 901,26 / 378,27 = \text{ m } 5,17 \quad e = 1,83 \text{ m} < B/6$$

$$\text{Sigma l.m.} = 48,21 \text{ t/mq} = 4,82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sigma l.t.} = 5,83 \text{ t/mq} = 0,58 \text{ Kg/cm}^2$$

### III^a CONDIZIONE (I^a COND. + MOTO ONDOSO)

Carichi permanenti + sovraccarico + tiro alla bitta + carico gru + moto ondoso

### ARIBALTAMENTO

$$V = 335,36 \text{ t}$$

$$M_s = 2.532,94 \text{ tm}$$

$$H = 104,96 \text{ t}$$

$$M_r = 749,64 \text{ tm}$$

$$F_r = M_s / M_r = 3,38$$

### ASCOBRIMENTO

$$F_s = uV/H = 1,92$$

### PRESSIONE SULL'IMBASAMENTO

$$V = 391,36 \text{ t}$$

$$M_s = 2.919,34 \text{ tm}$$

$$H = 104,95 \text{ t}$$

$$M_r = 749,64 \text{ tm}$$

$$d = M_s - M_r / V = 2.919,34 - 749,64 / 391,36 = m \ 5,54 \quad e = 1,46 \text{ m} < B/6$$

$$\text{Sigma l.m.} = 45,45 \text{ } \psi\text{mq} = 4,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sigma l.t.} = 10,46 \text{ } \psi\text{mq} = 1,05 \text{ Kg/cm}^2$$

### III^a CONDIZIONE (I^a COND. + MOTO ONDOSO + SISMA)

Carichi perman. + sovraccarico + tiro alla bitta + carico gru + moto ondoso + sisma

### ARIBALTAMENTO

$$V = 335,36 \text{ t}$$

$$M_s = 2.532,94 \text{ tm}$$

$$H = 148,43 \text{ t}$$

$$M_r = 1.176,52 \text{ tm}$$

$$F_r = M_s / M_r = 2,15$$

### ASCOBRIMENTO

$$F_s = uV/H = 1,36$$

### PRESSIONE SULL'IMBASAMENTO

$$V = 391,36 \text{ t}$$

$$M_s = 2.919,34 \text{ tm}$$

$$H = 148,43 \text{ t}$$

$$M_r = 1.176,52 \text{ tm}$$

$$d = M_s - M_r / V = 2.919,34 - 1.176,52 / 391,36 = m \ 4,45 \quad e = 2,55 \text{ m} > B/6 = 2,33$$

(sezione parzializzata)

$$\text{Sigma max (l.m.)} = 2V / 3d = 58,63 \text{ } \psi\text{mq} = 5,86 \text{ Kg/cm}^2$$



## E-MOTO ONDOSO

$$H_s = 4,00 \text{ m} \quad T = 5,5 \text{ sec}$$

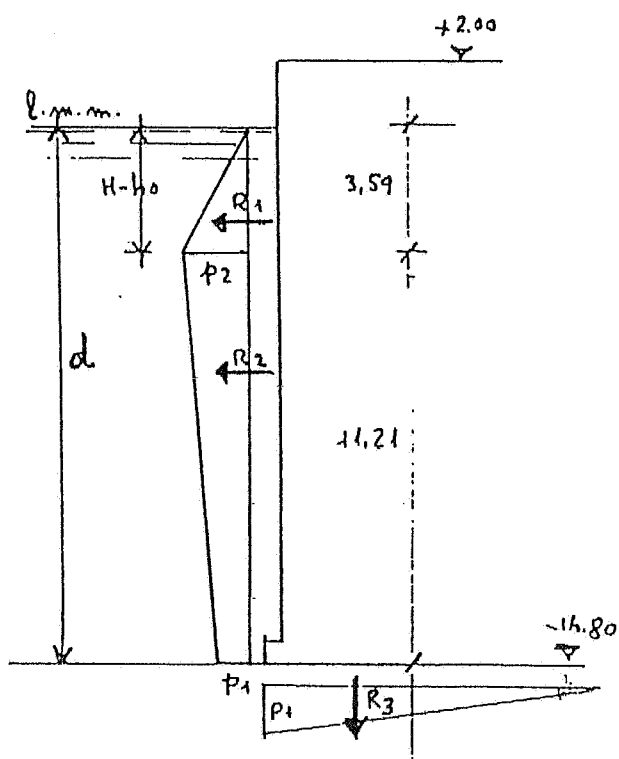
$$H_{1/100} = 1,67 \times H_s = 6,68 \text{ m}$$

$$L = 1,56 \times T^2 = 47,19 \text{ m}$$

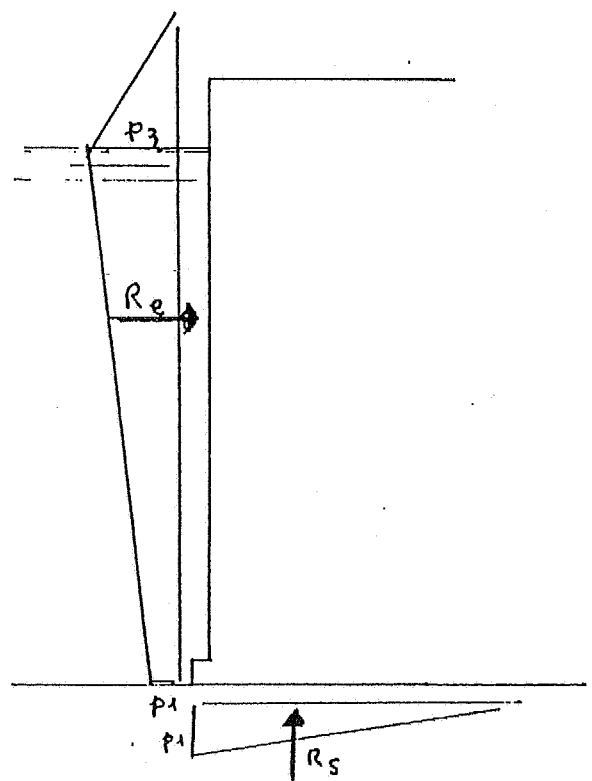
$$d = 14,80 \text{ m (tirante d'acqua al piede del cassone)}$$

$$h_o = 3,14 \times H^2 / L \times \cotg(6,28 \times d / L) = 3,09 \text{ m (centro dell'orbita del clapotis)}$$

CAVO D'ONDA



COLMO D'ONDA



$$p_1 = w \times H / \cosh(6,28 \times d / L) = 1,87 \text{ V/mq}$$

$$p_2 = w (H - h_o) = 3,68 \text{ V/mq}$$

$$p_3 = (p_1 + w \times d) \times (H + h_o) / (H + h_o + d) = 6,78 \text{ V/mq}$$

# E - Azioni dovute al sisma

Incremento di spinta

$\Delta F = F_s - S$  dove  $F_s$  = spinta orizzontale in presenza di sisma

$S$  = spinta in condizioni statiche

in cui  $F_s = AF'$  essendo

$$A = \frac{\cos^2 (\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

$S = 9$  grado di sismicità

$C = \frac{S-2}{100} = 0,07$  coeff. d'intensità sismica

$$\theta = \arctg . C = \arctg 0,07 \simeq 4^\circ$$

$F' =$  spinta calcolata per  $\beta' = \beta + \theta = 4^\circ$

essendo

$\beta$  = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale

$i$  = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale

Nel caso in esame risulta:

$$\beta = 0$$

$$i = 0$$

$$\text{per cui } A = \frac{\cos^2 4^\circ}{\cos 4^\circ} = 0,997$$

K'a secondo Coulomb vale:

$$K'a = \frac{\sin^2 (90 - \beta' + \varphi)}{\sin^2 (90 - \beta') \sin (90 - \beta' - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\varphi + \delta) \sin (\varphi - i')}{\sin (90 - \beta' - \delta) \sin (90 - \beta' + i')}} \right]^2}$$

$$\text{per } \varphi = 35^\circ, \delta = 2/3 \varphi = 23^\circ 20', \beta' = i' = 4^\circ$$

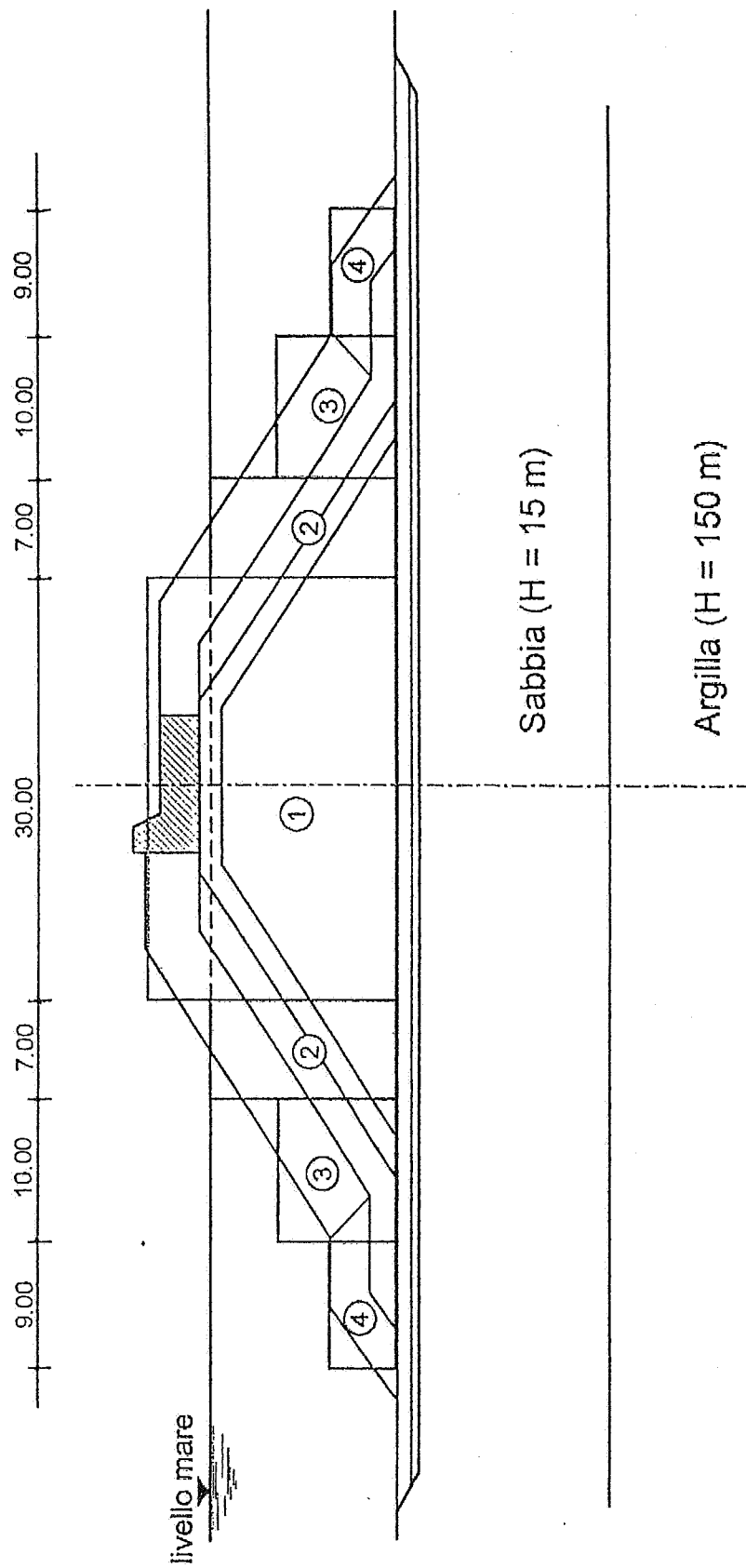
$$K'a = \frac{\sin^2 121^\circ}{\sin^2 86^\circ \times \sin (62^\circ 40')} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin (58^\circ 20') \times \sin 31^\circ}{\sin (62^\circ 40') \times \sin 90^\circ}} \right]^2 = 0,336$$

Incremento del coefficiente di spinta :

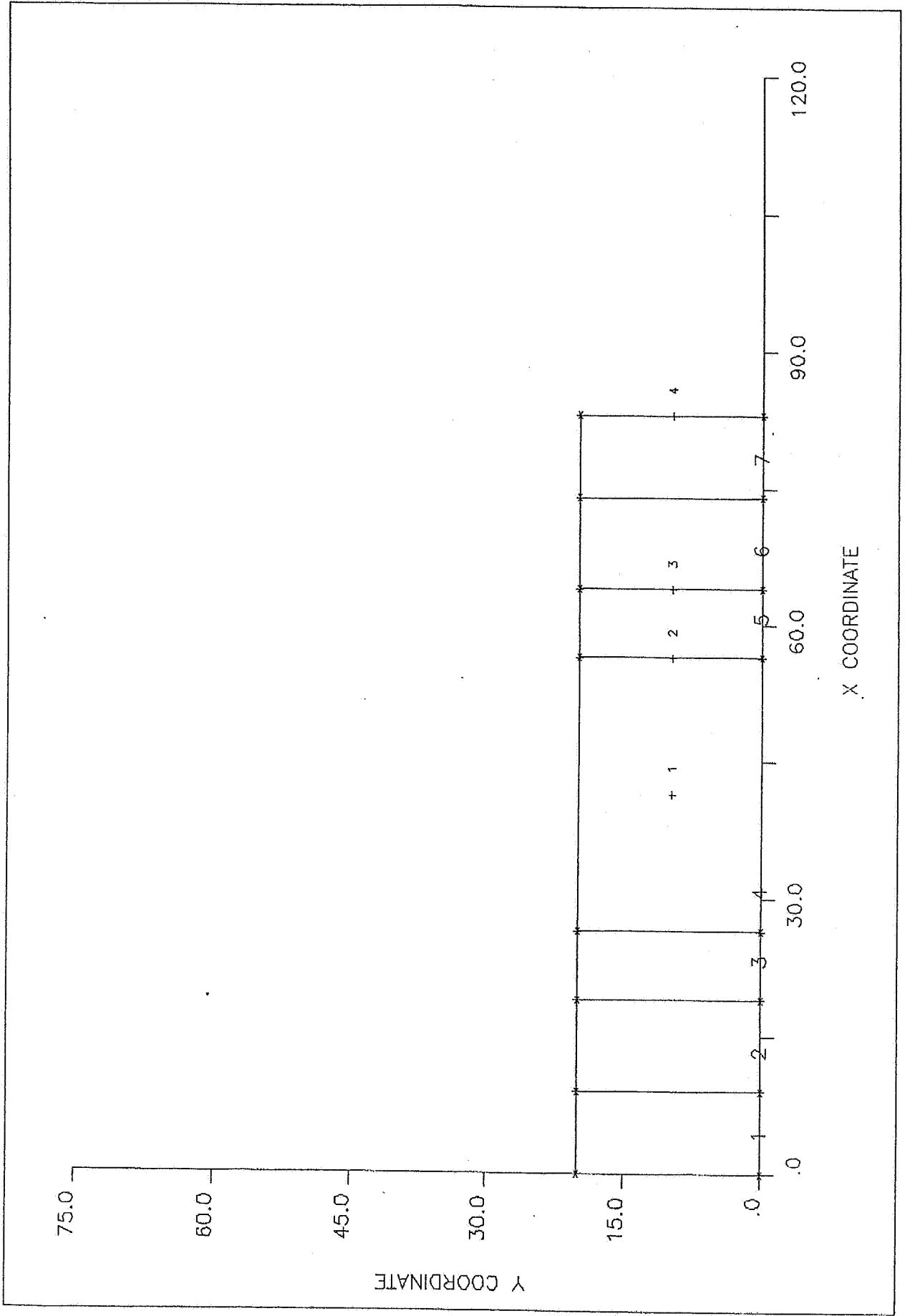
$$\frac{K'a}{K_a} = \frac{0,336}{0,246} = 1,366$$

## **APPENDICE 3**

**VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DELLA DIGA A  
SCOGLIERA E DELLA BANCHINA DI RIVA**



Schematizzazione della scogliera ai fini del calcolo dei cedimenti



```

*****
*
*               SETTLEMENT ANALYSIS
*
***** S E T T L G *****
*
*   PORTIONS (C) COPYRIGHT 1985, 1986
*
*               GEOSOF
*
*   ALL RIGHTS RESERVED
*
*****
*   GEOSOF, 1442 LINCOLN AVE., SUITE 146
*
*   ORANGE, CA 92665. (714) 998-4030
*****

```

```

NUMBER OF LOADED AREAS   =    7

NUMBER OF SOIL LAYERS   =   11

NUMBER OF STRESS POINTS =    4

POISSONS RATIO          =   .30

STRESS DISTRIBUTION CODE =    1

```

"ANCONA-Calcolo cedimento banchina- tipologia alta"

SURFACE NUMBER	LOADING INTENS. KPA	DEPTH METER	LOADED SURFACES CORNER CO-ORDINATES							
			X1	Y1	X2	Y2	X3	Y3	X4	Y4
1	37.500	.0	.0	.0	.0	20.0	9.0	20.0	9.0	.0
2	67.500	.0	9.0	.0	9.0	20.0	19.0	20.0	19.0	.0
3	115.500	.0	19.0	.0	19.0	20.0	26.5	20.0	26.5	.0
4	188.500	.0	26.5	.0	26.5	20.0	56.5	20.0	56.5	.0
5	115.500	.0	56.5	.0	56.5	20.0	64.0	20.0	64.0	.0
6	67.500	.0	64.0	.0	64.0	20.0	74.0	20.0	74.0	.0
7	37.500	.0	74.0	.0	74.0	20.0	83.0	20.0	83.0	.0

# SETTLEMENT ANALYSIS

## TABLE OF STRESS POINT COORDINATES

POINT NO.	X-COORDINATE	Y-COORDINATE, METER
1	41.5	10.0
2	56.5	10.0
3	64.0	10.0
4	83.0	10.0

# SETTLEMENT ANALYSIS

\*\*\*\* BOUSSINESQ STRESS DISTRIBUTION \*\*\*\*

STRESS POINT NO.	1	2	3	4
DEPTH METER	STRESS KPA			
7.5	166.833	132.493	85.665	18.559
22.5	80.859	65.701	50.247	16.450
37.5	42.542	36.612	30.415	14.119
52.5	25.510	22.901	20.057	11.637
67.5	16.772	15.492	14.053	9.413
82.5	11.779	11.093	10.304	7.599
97.5	8.688	8.294	7.833	6.176
112.5	6.656	6.415	6.130	5.071
127.5	5.253	5.099	4.914	4.211
142.5	4.247	4.144	4.020	3.537
157.5	3.501	3.431	3.344	3.004

SETTLEMENT ANALYSIS

STRATUM	Z (m)	H (m)	G (kN/mc)	PO (kPa)	SOURCE AND OTHER INFORMATION
1	7.50	15.00	19.0000	142.500	Sabbie di imbasamento
2	22.50	15.00	20.0000	435.000	Argille basali
3	37.50	15.00	20.0000	735.000	Argille basali
4	52.50	15.00	20.0000	1035.000	Argille basali
5	67.50	15.00	20.0000	1335.000	Argille basali
6	82.50	15.00	20.0000	1635.000	Argille basali
7	97.50	15.00	20.0000	1935.000	Argille basali
8	112.50	15.00	20.0000	2235.000	Argille basali
9	127.50	15.00	20.0000	2535.000	Argille basali
10	142.50	15.00	20.0000	2835.000	Argille basali
11	157.50	15.00	20.0000	3135.000	Argille basali

SETTLEMENT ANALYSIS

COMPRESSIBILITY DATA  
LAYER

1	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.0706
2	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.2000

3	SLOPE OF F-LOG (P) CURVE =	.2000
4	SLOPE OF F-LOG (P) CURVE =	.2000
5	SLOPE OF F-LOG (P) CURVE =	.2000
6	SLOPE OF F-LOG (P) CURVE =	.2000
7	SLOPE OF F-LOG (P) CURVE =	.2000
8	SLOPE OF F-LOG (P) CURVE =	.2000
9	SLOPE OF F-LOG (P) CURVE =	.2000
10	SLOPE OF F-LOG (P) CURVE =	.2000
11	SLOPE OF F-LOG (P) CURVE =	.2000

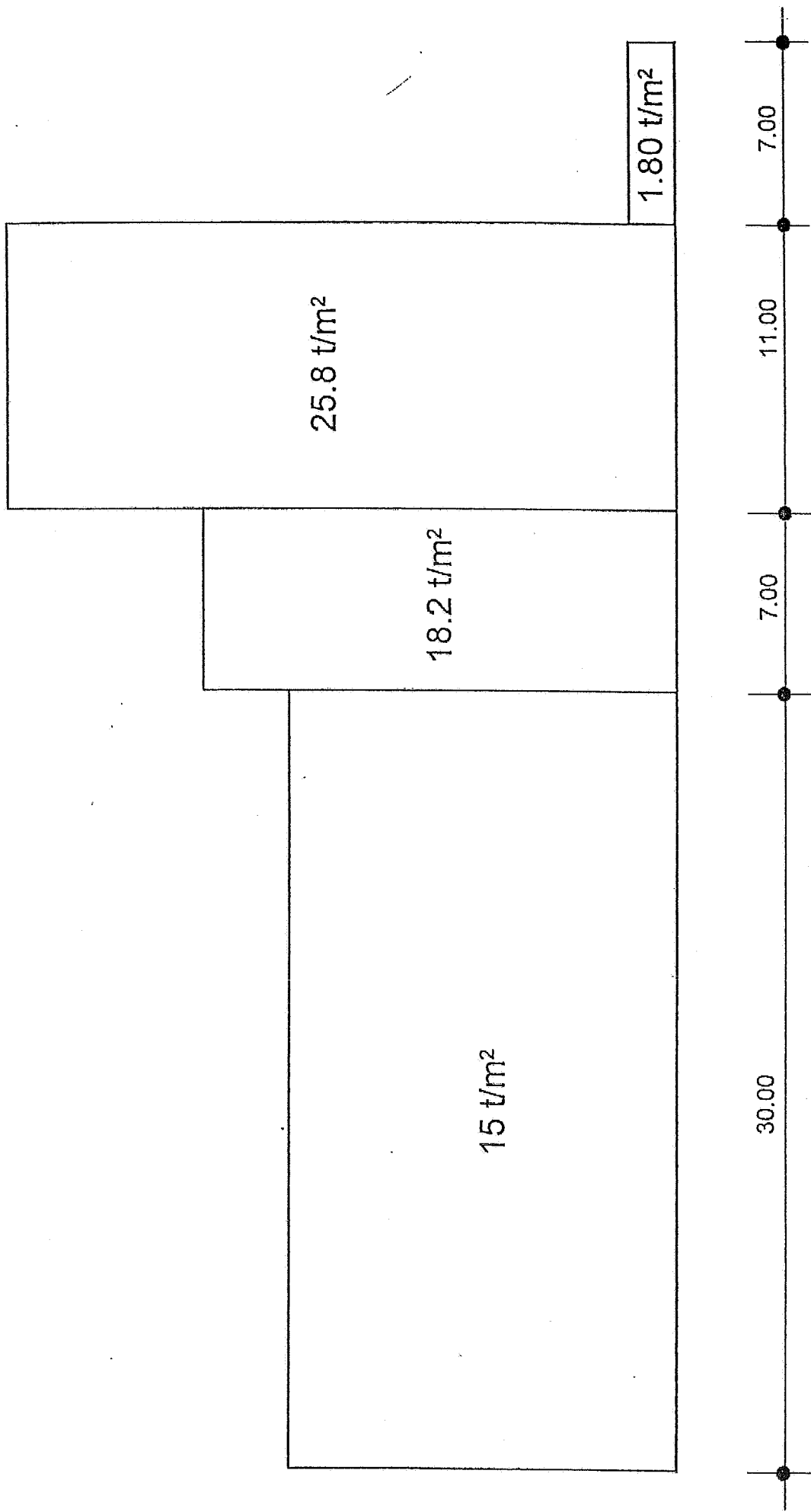
# SETTLEMENT ANALYSIS

SETTLEMENT (MM)  
STRESS POINT NO.  
STRATUM

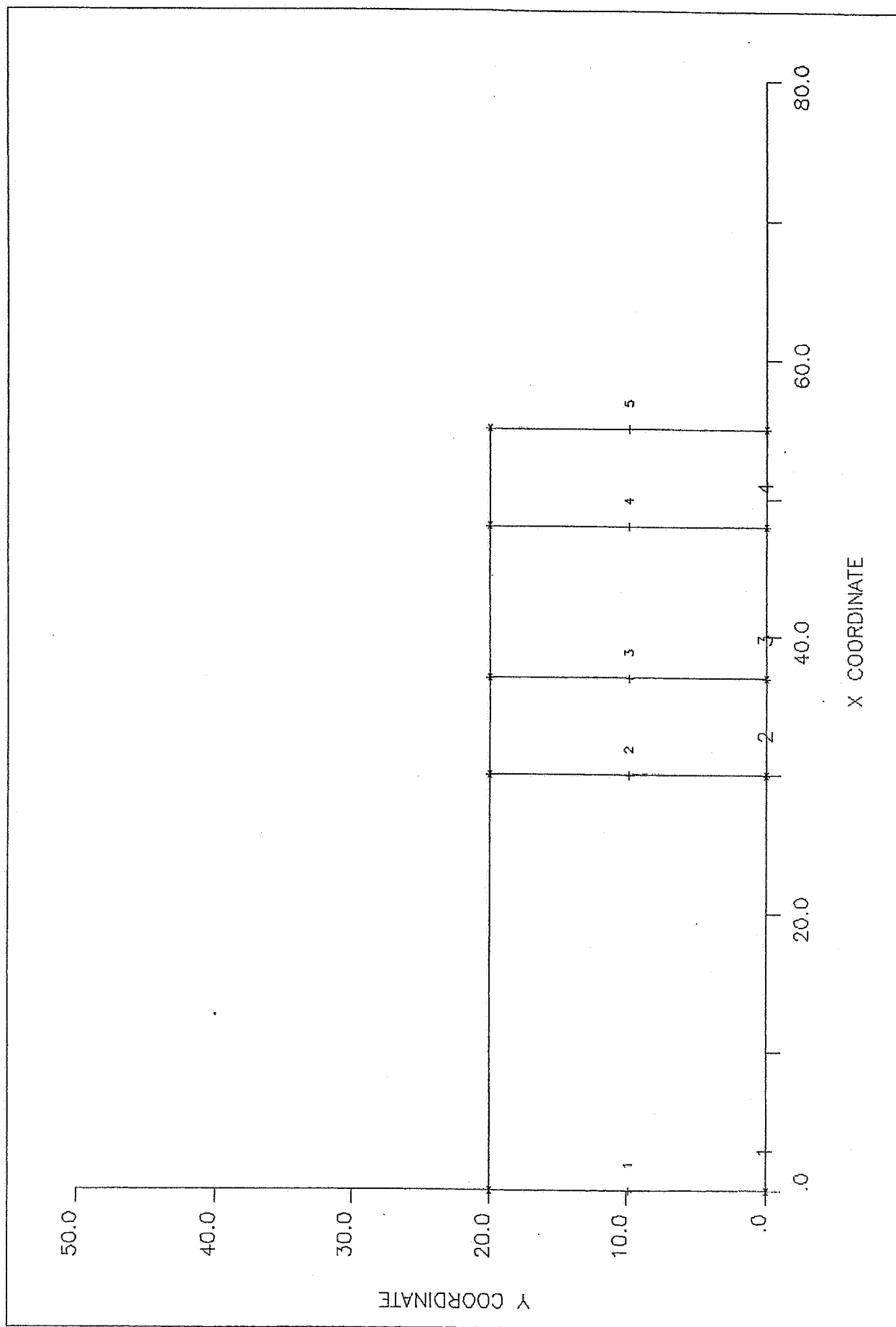
	1	2	3	4
1	356.41	302.30	216.46	56.30
2	222.12	183.27	142.42	48.36
3	73.31	63.33	52.83	24.79
4	31.72	28.51	25.01	14.57
5	16.27	15.03	13.64	9.15
6	9.35	8.81	8.19	6.04
7	5.84	5.57	5.26	4.15
8	3.87	3.73	3.57	2.95
9	2.70	2.62	2.52	2.16
10	1.95	1.90	1.85	1.62
11	1.45	1.42	1.39	.00
TOTAL SETTLEMENT	725.00	616.51	473.14	170.11

\*\*\*\*\*





Schematizzazione della banchina di riva ai fini del calcolo dei cedimenti



```

*****
*
*               SETTLEMENT ANALYSIS
*
***** S E T T L G *****
*
*   PORTIONS (C) COPYRIGHT 1985, 1986
*
*               GEOSOFT
*
*   ALL RIGHTS RESERVED
*
*****
*   GEOSOFT, 1442 LINCOLN AVE., SUITE 146
*
*   ORANGE, CA 92665. (714) 998-4030
*****

```

```

NUMBER OF LOADED AREAS   =    4
NUMBER OF SOIL LAYERS   =   11
NUMBER OF STRESS POINTS =    5
POISSONS RATIO          =   .30
STRESS DISTRIBUTION CODE =    1

```

"ANCONA-Calcolo cedimento banchina di riva"

SURFACE NUMBER	LOADING INTENS. KPA	DEPTH METER	LOADED SURFACES							
			-----CORNER		CO-ORDINATES-----					
			X1	Y1	X2	Y2	X3	Y3	X4	Y4
1	150.000	.0	.0	.0	.0	20.0	30.0	20.0	30.0	.0
2	182.000	.0	30.0	.0	30.0	20.0	37.0	20.0	37.0	.0
3	258.000	.0	37.0	.0	37.0	20.0	48.0	20.0	48.0	.0
4	8.000	.0	48.0	.0	48.0	20.0	55.0	20.0	55.0	.0

# SETTLEMENT ANALYSIS

## TABLE OF STRESS POINT COORDINATES

POINT NO.	X-COORDINATE	Y-COORDINATE, METER
1	.0	10.0
2	30.0	10.0
3	37.0	10.0
4	48.0	10.0
5	55.0	10.0

# SETTLEMENT ANALYSIS

\*\*\*\* BOUSSINESQ STRESS DISTRIBUTION \*\*\*\*

STRESS POINT NO.	1	2	3	4	5
DEPTH METER	STRESS KPA				
7.5	67.220	152.958	187.630	119.845	26.375
22.5	37.903	79.972	79.921	57.071	34.526
37.5	24.181	42.088	40.350	31.697	24.069
52.5	16.781	24.888	23.922	20.121	16.804
67.5	12.166	16.160	15.663	13.807	12.155
82.5	9.114	11.246	10.979	9.990	9.090
97.5	7.021	8.243	8.090	7.524	6.999
112.5	5.544	6.285	6.193	5.849	5.526
127.5	4.471	4.944	4.885	4.666	4.457
142.5	3.672	3.987	3.948	3.802	3.662
157.5	3.064	3.281	3.254	3.154	3.057

SETTLEMENT ANALYSIS

STRATUM	Z (m)	H (m)	G (kN/mc)	PO (kPa)	SOURCE AND OTHE INFOI INFORMATION
1	7.50	15.00	19.0000	142.500	Sabbie di imbasamento
2	22.50	15.00	20.0000	435.000	Argille basali
3	37.50	15.00	20.0000	735.000	Argille basali
4	52.50	15.00	20.0000	1035.000	Argille basali
5	67.50	15.00	20.0000	1335.000	Argille basali
6	82.50	15.00	20.0000	1635.000	Argille basali
7	97.50	15.00	20.0000	1935.000	Argille basali
8	112.50	15.00	20.0000	2235.000	Argille basali
9	127.50	15.00	20.0000	2535.000	Argille basali
10	142.50	15.00	20.0000	2835.000	Argille basali
11	157.50	15.00	20.0000	3135.000	Argille basali

SETTLEMENT ANALYSIS

COMPRESSIBILITY DATA  
LAYER

1	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.0706
2	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.2000
3	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.2000
4	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.2000

5	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.2000
6	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.2000
7	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.2000
8	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.2000
9	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.2000
10	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.2000
11	SLOPE OF F-LOG(P) CURVE =	.2000

# SETTLEMENT ANALYSIS

SETTLEMENT (MM)  
STRESS POINT NO.  
STRATUM

	1	2	3	4	5
1	177.70	335.31	386.33	280.65	78.09
2	108.85	219.88	219.75	160.62	99.51
3	42.17	72.55	69.63	55.01	41.98
4	20.95	30.96	29.77	25.09	20.98
5	11.82	15.68	15.20	13.41	11.81
6	7.24	8.93	8.72	7.94	7.22
7	4.72	5.54	5.44	5.06	4.70
8	3.23	3.66	3.61	3.41	3.22
9	2.30	2.54	2.51	2.40	2.29
10	1.69	1.83	1.81	1.75	1.68
11	.00	1.36	1.35	1.31	.00
TOTAL SETTLEMENT	380.66	698.24	744.12	556.62	271.49

\*\*\*\*\*