



*Il Sindaco del Comune di Messina*  
*Commissario Delegato ex C.P.C. M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008*

**COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE.**

### PROGETTO PRELIMINARE

*(Redatto per appalto concorso ai sensi dell'art. 18 e seguenti del DPR 554/99)*

ELABORATO: <b>F26</b>	TITOLO: Relazione sismica	SCALA:
--------------------------	------------------------------	--------

*ELABORATO DI NUOVA REDAZIONE*  
*(redatto dall'Ufficio 4° Opere Marittime Sicilia)*

Messina, li **31 DIC 2009** *Prot 6621*

PER I PROGETTISTI: IL COORDINATORE  
ING. Pietro VIVIANO

VISTO: SI ATTESTA CHE IL PRESENTE PROGETTO, ESSENDO UNO STRALCIO DI QUELLO GENERALE GIA' VERIFICATO ED APPROVATO IL 17/12/2008, E' DA CONSIDERARSI ANCHE ESSO VERIFICATO AI SENSI DELL'ART. 46 DEL DPR 554/99. ED E' COERENTE CON LE INDICAZIONI DEL DOCUMENTO PRELIMINARE DI PROGETTAZIONE.

MESSINA, Li **04 GEN 2010**

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Francesco DI SARCINA

VISTO IL PROGETTO PRELIMINARE GENERALE APPROVATO CON DECRETO DEL COMMISSARIO DELEGATO EX OPCM 3633/07 IL 17/12/2008, SI APPROVA IL PRESENTE PROGETTO STRALCIO AI SENSI E PER GLI EFFETTI DELL'ART. 1 COMMA 3 DELL' O.P.C.M. 3633/07, RINNOVATA CON O.P.C.M. 3721/08.

IL PRESENTE PROGETTO E' CONFORME ALLO STRUMENTO URBANISTICO GENERALE DELLA CITTA' DI MESSINA, GIA' VARIATO IL 17/12/2008 IN FORZA DELL'ART. 1 DELL'OPCM 3633/07.

SI CONFERMA LA PUBBLICA UTILITA', INDIFFERIBILITA' ED URGENZA DEI LAVORI, IN DEROGA ALL'ART. 98, COMMA 2 DEL DLGS 12 APRILE 2006 N.163, SALVA L'APPLICAZIONE DEL DPR 327/01 E S.M.I., DICHIARATA IL 17/12/2008 PER IL PROGETTO PRELIMINARE GENERALE.

MESSINA, Li **11 GEN 2010** *Prot 10*

IL COMMISSARIO DELEGATO EX OPCM 3721/08  
IL SINDACO DI MESSINA  
On.le Dott. Giuseppe BUZZANCA

  
SIGENCO S.p.A.  
SISTEMI GENERALI COSTRUZIONI  
PRESIDENTE  
Camillo Piazza

# INDICE

<b>1. GENERALITA'</b> .....	<b>1</b>
1.1. PREMESSA .....	1
1.2. RELAZIONI DI RIFERIMENTO .....	1
1.3. NORMATIVA ADOTTATA .....	1
<b>2. AZIONI SISMICHE</b> .....	<b>2</b>
2.1. PREMESSA .....	2
2.2. STATI LIMITE .....	2
2.3. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	3
2.4. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO .....	5
2.5. VITA NOMINALE .....	8
2.6. CLASSI D'USO .....	9
2.7. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	9
2.8. INDAGINI DI RIFERIMENTO .....	9
2.9. DATI DI PROGETTO .....	12
<b>3. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE</b> .....	<b>16</b>
3.1. PREMESSA .....	16
3.2. ESCLUSIONE DELLA VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE.....	17
3.3. VALORI DI $N_{1,60}$ .....	19
3.4. METODI DI VERIFICA .....	21
<b>4. ELABORAZIONI E TABELLE</b> .....	<b>33</b>
4.1. DETERMINAZIONE DEL $N_{SPT,30}$ E $V_{S,30}$ .....	33
4.2. DETERMINAZIONE DEL VALORE DI $N_{1,60}$ .....	34
4.3. DETERMINAZIONE DEL CSR (CYCLIC STRESS RATIO).....	36
4.4. DETERMINAZIONE DEL CRR (SEED E IDRIS) E FSL.....	38
<b>5. CONCLUSIONI</b> .....	<b>42</b>

## **1. GENERALITA'**

### **1.1. PREMESSA**

La presente relazione sismica è redatta nell'ambito del *Progetto Preliminare per la Costruzione della piattaforma logistica di Tremestieri con annesso scalo Portuale* nel Comune di Messina. Nella presente relazione vengono trattate le problematiche connesse alla classificazione sismica del territorio ai fini della determinazione dei parametri utili per le verifiche sismiche delle strutture oggetto della progettazione. Si sono riportate anche le verifiche di liquefazione dei terreni in corrispondenza delle opere da progettare per definire la suscettività nei confronti della liquefazione dei terreni in esame.

### **1.2. RELAZIONI DI RIFERIMENTO**

Per la redazione della presente relazione si è fatto riferimento ai seguenti elaborati:

- [1] - Progetto Preliminare – Indagini e Studi Specialistici – Indagini geognostiche e prove in situ – redatto da SGM srl – Società Geognostica Mediterranea
- [2] - Progetto Preliminare – Indagini e Studi Specialistici – Indagini geognostiche – Prove di Laboratorio
- [3] - Progetto Preliminare – Indagini e Studi Specialistici – Studio Geologico-Tecnico
- [4] – Progetto Preliminare – Indagini e Studi Specialistici – Relazione Geotecnica
- [5] – Progetto Preliminare – Indagini e Studi Specialistici – Relazione calcolo Strutture Marittime

### **1.3. NORMATIVA ADOTTATA**

Per la redazione della presente relazione, si è fatto riferimento alle seguenti norme:

[6] – D.M. 14.01.2008 – Norme tecniche per le costruzioni

[7] – Circolare 2.Feb.2009 -<n.ro 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008

  
SIGENCO S.p.A.  
SISTEMI GENERALI COSTRUZIONE  
IL PRESIDENTE  
Dr. Carmelo Piazza

## 2. AZIONI SISMICHE

### 2.1. PREMESSA

Le norme NTC 2008 prevedono che l'azione sismica sia caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio ed ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

### 2.2. STATI LIMITE

Gli **stati limite di esercizio** sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli **stati limite ultimi** sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  cui riferirsi per individuare l'azione sismica per gli stati limite considerati, sono riportate nella tabella successiva:

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLD	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

**Tabella 2.1 – Rif. Tab. 3.2.1 D.M. 14/01/2008**

### 2.3. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in

frequenza, sono il risultato della *risposta sismica locale*. Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- *effetti stratigrafici*, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- *effetti topografici*, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende dunque necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, come riportate nelle seguenti tabelle:

Categoria	Descrizione
A	<i>Annessi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

**Tabella 2.2 – Rif. Tab. 3.2.II D.M. 14/01/2008**


  
 SIGENCO S.p.A.  
 INGEGNERIA GENERALE COSTRUZIONE  
 PRESIDENTE  
 Dr. Carricchio Piazza

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{v,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

**Tabella 2.3 – Rif. Tab. 3.2.III D.M. 14/01/2008**

In riferimento alle possibili configurazioni topografiche si può fare riferimento alla seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

**Tabella 2.4 – Rif. Tab. 3.2.IV D.M. 14/01/2008**

## 2.4. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali X ed Y è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale ed è definito dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali  $T$  ed  $S_e$  sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale,  $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica, definiti nelle seguenti tabelle:

Categoria sottosuolo	$S_s$
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

**Tabella 2.5 – Rif. Tab. 3.2.V D.M. 14/01/2008**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

**Tabella 2.6 – Rif. Tab. 3.2.VI D.M. 14/01/2008**

Nelle espressioni dello spettro elastico, inoltre,  $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\zeta$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \zeta)} \geq 0,55$$

dove  $\zeta$  (espressa in percentuale) è valutata sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;  $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;  $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove  $T_C^*$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo tabellato come segue:


  
 SIGENCO S.p.A.  
 SISTEMI GENERALI COSTRUZIONE  
 IL PRESIDENTE  
 Dr. Carmelo Piazza

Categoria sottosuolo	$C_c$
A	1,00
B	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

**Tabella 2.7 – Rif. Tab. 3.2.V D.M. 14/01/2008**

$T_B = T_C/3$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;  $T_D$ , infine, è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale Z è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

nelle quali  $T$  e  $S_{ve}$  sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale verticale, mentre  $F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

Per la componente verticale del sisma, i valori di  $S_S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , sono riportati di seguito:

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Tabella 2.8 – Rif. Tab. 3.2.VII D.M. 14/01/2008

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata.

Per gli **stati limite ultimi**, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura, funzione della tipologia strutturale dell'opera. Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2 \cdot a_g$ .

## 2.5. VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella 2.9.

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1 Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Tabella 2.9 – Rif. Tab. 2.4.I D.M. 14/01/2008

  
**SIGENCO** S.p.A.  
 SISTEMI GENERALI COSTRUZIONI  
 IL PRESIDENTE  
 Dr. Carmelo Pezza

## 2.6. CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi così come definite di seguito:

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

## 2.7. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascuna costruzione, moltiplicando la vita NOMINALE  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_D$  definito in funzione della classe d'uso secondo i valori riportati nella Tabella 2.10.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_D$	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 2.10 – Rif. Tab. 2.4.II D.M. 14/01/2008

## 2.8. INDAGINI DI RIFERIMENTO

Ai fini della classificazione sismica del sito, per caratterizzare i terreni e quindi stabilire la categoria di suolo, si fa riferimento alle indagini e prove eseguite sul sito in oggetto.

Per la caratterizzazione dei terreni per le *opere foranee* si fa riferimento alle indagini eseguite in corrispondenza dei sondaggi 1-2-3bis,4, per le *banchine di riva* si fa riferimento ai sondaggi 7-8-9-10 mentre per il *piazzale* i sondaggi a cui fare riferimento sono il 11-13-14-15.

In particolare per le prove SPT si fa riferimento a quelle eseguite in corrispondenza dei sondaggi suddetti, mentre per le prove penetrometriche dinamiche continue (DPSH) si fa riferimento a tutte le prove significative comprese tra 1 e 9.

La planimetria con indicazione delle indagini e prove eseguite è riportata in Fig. 2.2, mentre nella Fig. 2.1 è riportata la legenda per l'individuazione del tipo di prova eseguita.

- ① Sondaggio meccanico a carotaggio
- ⑨ Sondaggio meccanico a carotaggio attrezzato con tubo PVC per sismica in foro Down Hole
- ⑩ Sondaggio meccanico a carotaggio attrezzato con tubo inclinometrico per sismica in foro Cross Hole
- ⑯ Sondaggio meccanico a carotaggio attrezzato con piezometro tipo Casagrande
- ⑰ Sondaggio meccanico a distruzione di nucleo
- ① Prova SCPT

**Fig. 2.1 – Tipi di indagini e prove erseguite**

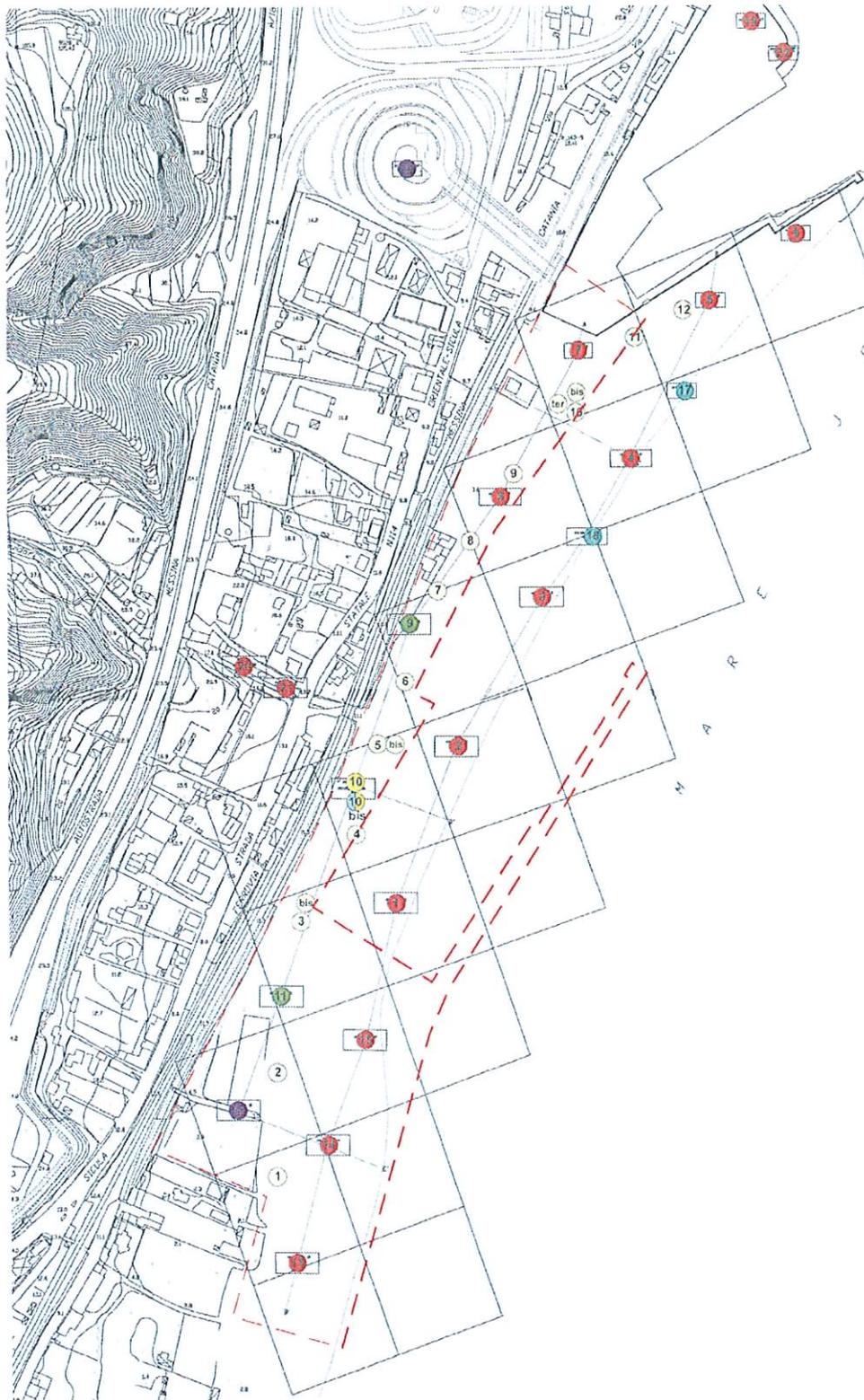


Fig. 2.2 – Planimetria con localizzazione indagini e prove in situ

## 2.9. DATI DI PROGETTO

La classificazione della categoria di sottosuolo si effettua sulla base della velocità equivalente della propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Nel caso in cui tale determinazione non è disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della Prova Penetrometrica Dinamica (SPT)  $N_{SPT,30}$  nei terreni a grana grossa.

La velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  è definita dall'espressione

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ (m/sec)}$$

mentre la resistenza penetrometrica dinamica equivalente  $N_{SPT,30}$  è definita dall'espressione:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1}^M h_i}{\sum_{i=1}^M \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

in cui

$h_i$  spessore in metri dell' $i$ -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

$V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio dell' $i$ -esimo strato;

$N_{SPT,i}$  numero di colpi  $N_{SPT}$  dell' $i$ -esimo strato;

$N$  numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;

$M$  numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;

Facendo riferimento ai dati delle prove SPT eseguite si determina il valore di  $N_{SPT,30}$ .

I calcoli relativi sono riportati nella Tabella 4.1 e illustrati nella Fig. 2.3.

Dalla tabella e dal grafico si rileva che i valori di  $N_{SPT,30}$  ricavati sono compresi tra 31 e 50 per cui il terreno in esame è classificabile nella categoria C.

La conferma della categoria di terreno da assumere nei calcoli sismici è data dai valori di  $V_{s,30}$ . Come si evince dal grafico riportato in Fig. 2.4, per le varie prove la velocità equivalente delle onde di taglio assume valori compresi tra 206 m/sec e 376 m/sec e quindi essendo i valori della velocità delle onde compresi tra 180 e 360 m/sec si conferma che la categoria del terreno è la C. I calcoli relativi sono riportati nella Tabella 4.2.

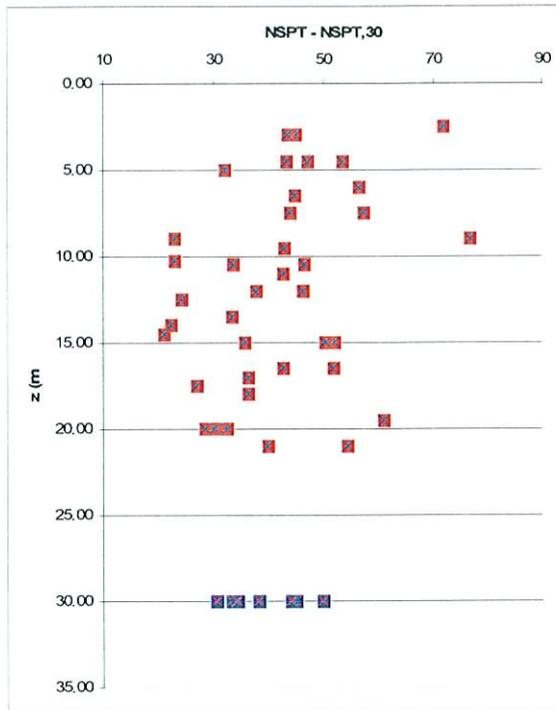


Fig. 2.3 – Valori di  $N_{SPT}$  e  $N_{SPT,30}$

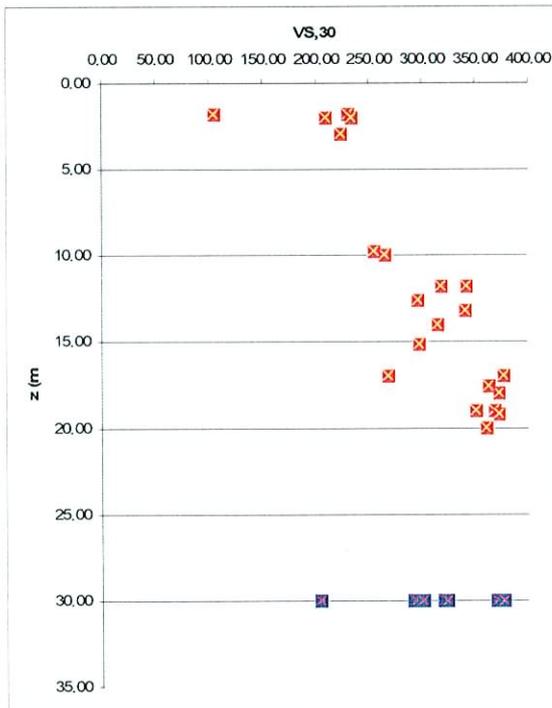


Fig. 2.4 – Valori di  $V_S$  e  $V_{S,30}$

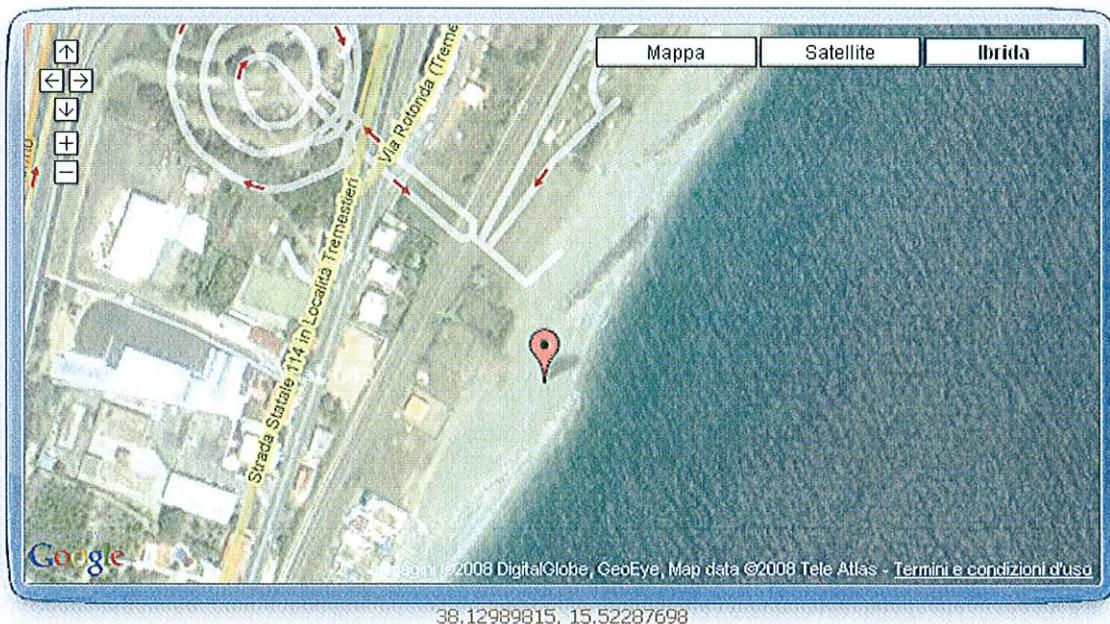
Per quanto riguarda la vita nominale si assume pari a 50 anni trattandosi di opera ordinaria, per la classe d'uso si assume la classe III in quanto si prevede che le opere in genere siano soggette ad affollamenti significativi. Il Coefficiente d'uso  $C_D$  è quindi pari a 1.5 per cui il periodo di riferimento si determina con la relazione

$$V_R = V_N * C_D = 50 * 1.50 = 75 \text{ anni}$$

Nel caso in esame, si ha quindi:

- |                                   |                 |
|-----------------------------------|-----------------|
| ▪ <u>Classe d'Uso dell'opera:</u> | Classe = III    |
| ▪ <u>Vita Nominale dell'opera</u> | $V_N = 50$ anni |
| ▪ <u>Categoria di Sottosuolo</u>  | Cat. = C        |

L'applicazione dei parametri sopra indicati ha portato, per il sito in oggetto (lat. 38.12, long. 15.72) ai seguenti risultati in termini di  $a_g$ :



**Fig. 2.5 – Caratterizzazione sismica del sito (Dati ACCA)**

"Stato Limite"	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T^*_c$ [s]
Operatività	45	0.080	2.349	0.287
Danno	75	0.105	2.297	0.309
Salvaguardia Vita	712	0.305	2.410	0.372
Protezione Fallimento	1000	0.402	2.449	0.402

**Fig. 2.6– Caratterizzazione sismica del sito (dati) (Dati ACCA)**

Se si determina il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S$  e si pone il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1.00$  si ottiene il valore dell'accelerazione massima data da

$$a_{max}/g = S_S * S_T * a_g$$

per i diversi Stati limite. I valori ottenuti sono riportati nella Tabella 2.11.

**DETERMINAZIONE DELLA  $a_{max}/g$**

	$a_g$	$F_o$	$S_s^*$	$S_s$	$S_T$	$a_{max}/g$
SLO	0.080	2.349	1.59	1.50	1.00	0.120
SLD	0.105	2.297	1.56	1.50	1.00	0.158
SLV	0.305	2.410	1.26	1.26	1.00	0.384
SLC	0.402	2.449	1.11	1.11	1.00	0.446

**Tabella 2.11 – Valori di  $a_{max}/g$**

### 3. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

#### 3.1. PREMESSA

Trattandosi di terreni sabbiosi saturi d'acqua, in presenza di una variazione dello stato tenso-deformativo che avvenga con tale rapidità da non consentire un contemporaneo apprezzabile drenaggio dell'acqua può verificarsi il fenomeno della liquefazione delle sabbie sature.

Le condizioni di carattere geotecnico e le sollecitazioni indotte, possono in questi casi combinarsi in modo che la resistenza a taglio della sabbia diminuisca fino ad un limite inferiore che in alcuni casi può anche essere nullo.

Se si considera la resistenza a taglio di un terreno, definita dall'espressione

$$\tau = (\sigma - u) \cdot \tan(\varphi)$$

in cui

$\tau$  = resistenza a taglio del terreno;

$\varphi$  = angolo di attrito interno

$\sigma$  = tensione normale al piano di rottura

$u$  = pressione dell'acqua interstiziale

in caso di terremoto che induce nel terreno sollecitazioni cicliche dovute alle onde di taglio, nei terreni sabbiosi a granulometria fine e sommersi in acqua, può verificarsi un repentino incremento delle pressioni interstiziali ( $u$ ) sino ad un valore prossimo all'òa tensione normale ( $\sigma$ ).

La resistenza a taglio ( $\tau$ ) tende a zero e si verifica il fenomeno della liquefazione.

Sono suscettibili alla liquefazione:

- i suoli non coesivi e saturi (sabbie e limi occasionalmente ghiaie) con contenuto di fini plastici relativamente basso (inferiore del 15%);
- i suoli costituiti da particelle relativamente uniformi in cui predomina una dimensione delle particelle;
- i depositi sabbiosi recenti.

Se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale eguagli la pressione di confinamento si ha il fenomeno della liquefazione. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto da sisma diminuisce. Quindi maggiore è la durata del terremoto più alta è la

possibilità che si raggiunga al numero di cicli necessari per avere il fenomeno della liquefazione. Inoltre maggiore è l'ampiezza della vibrazione o della deformazione indotta, minore è il numero di cicli necessari per raggiungere tale condizione.

### 3.2. ESCLUSIONE DELLA VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La verifica a liquefazione, facendo riferimento al punto 7.11.3.4.2 delle NTC 2008, può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiori di 5;
- accelerazioni massime attese al piano di campagna in assenza di manufatti minori di  $0.1g$ ;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano di campagna per piano di campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{lcN} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata da prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzati ad una tensione efficace di 100 kPa e  $q_{lcN}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.
- distribuzione geometrica esterna alle zone indicate in Fig. 3.1 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  e in Fig. 3.2 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .

Quando le condizioni 1 e 2 non risultano soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3,4 e 5.

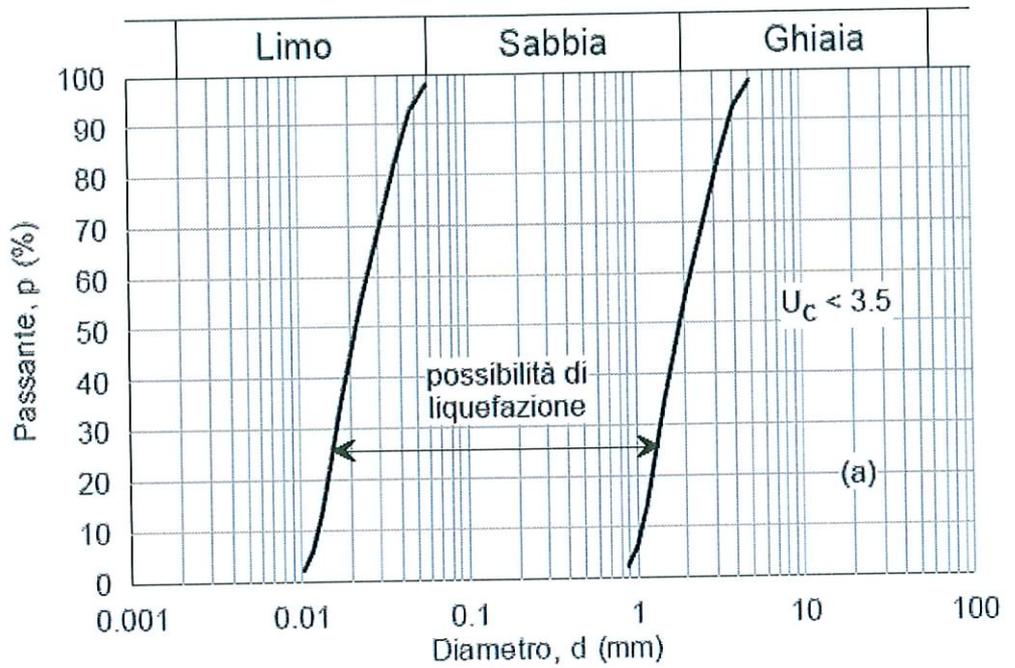


Figura 3.1–Fusi granulometrici per  $U_c < 3.5$

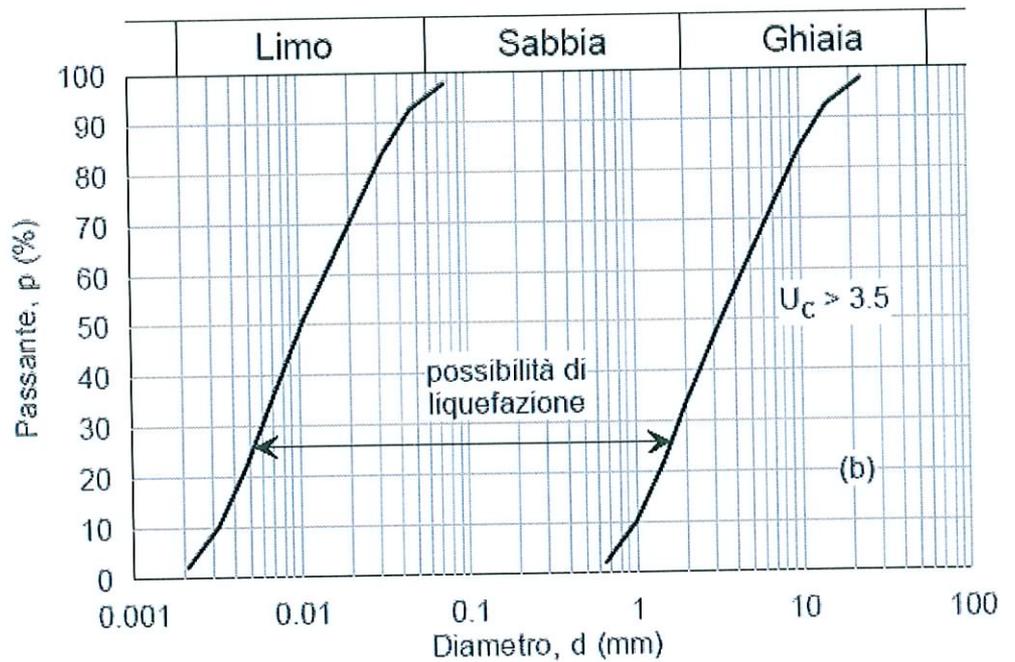


Figura 3.2– Fusi granulometrici per  $U_c > 3.5$

La condizione 1) non è soddisfatta per il sito in oggetto in quanto la zona dello stratto di Messina, come si evince dalla Relazione [3] è stata interessata da sismici di magnitudo superiore a 5. Anche la condizione 2) non è soddisfatta come si evince dalla Tabella 2.13 in cui sono riportate le accelerazioni massime al suolo.

Trattandosi di strutture a mare anche la condizione 3) non è soddisfatta. Per verificare la condizione 4) occorre determinare il valore di  $(N_1)_{60}$  che sarà determinato di seguito in quanto per il sito in oggetto si dispone di prova SPT. Anche la condizione 5) non è soddisfatta in quanto le curve granulometriche ricadono nel campo in cui vi è possibilità di liquefazione come riportato nella Relazione [4].

Pertanto devono essere eseguite le verifiche a liquefazione con i dati delle prove a disposizione.

### 3.3. VALORI DI $N_{1,60}$

Per le verifiche di liquefazione si è fatto riferimento ai dati ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche (SPT). Per le varie opere si è fatto riferimento a sondaggi posizionati in corrispondenza delle opere da realizzare. Per le opere foranee si fa riferimento ai Sondaggi 1-2-3, per le banchine di riva ai Sondaggi 7-8-9-10 e infine per il piazzale ai Sondaggi 11-13-14-15. Nella Relazione Geotecnica del presente progetto, vengono riportati i valori di  $N_{SPT}$  desunti dalle prove penetrometriche dinamiche e attraverso correlazioni empiriche vengono determinati i valori di  $N_{1,60}$  che rappresenta il numero di colpi normalizzato ad una pressione effettiva di confinamento di circa 100 kPa e un fattore di rendimento energetico del 60% nell'esecuzione della prova.

Di seguito si riportano, per i sondaggi presi in esame i valori di  $N_{1,60}$ .

Nella Fig. 3.3 si riporta il grafico della dispersione dei valori di  $N_{1,60}$  in funzione della profondità per il molo foraneo, nella Fig. 3.4 si riporta lo stesso grafico per la banchina di riva mentre nella Fig. 3.5 si riporta il grafico suddetto per i piazzali.

I valori corrispondenti tabellati sono riportati nelle Tabelle 4.3, 4.4 e 4.5.

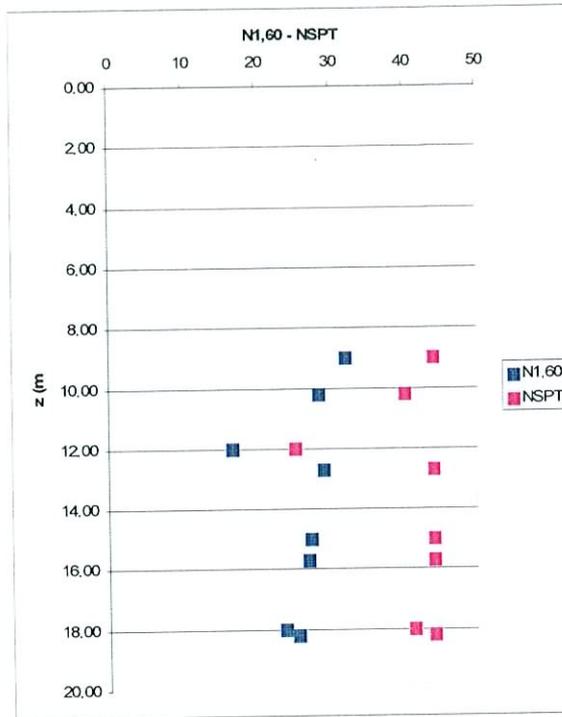


Fig. 3.3 – Valori di  $N_{1,60}$  per il MOLO FORANEO

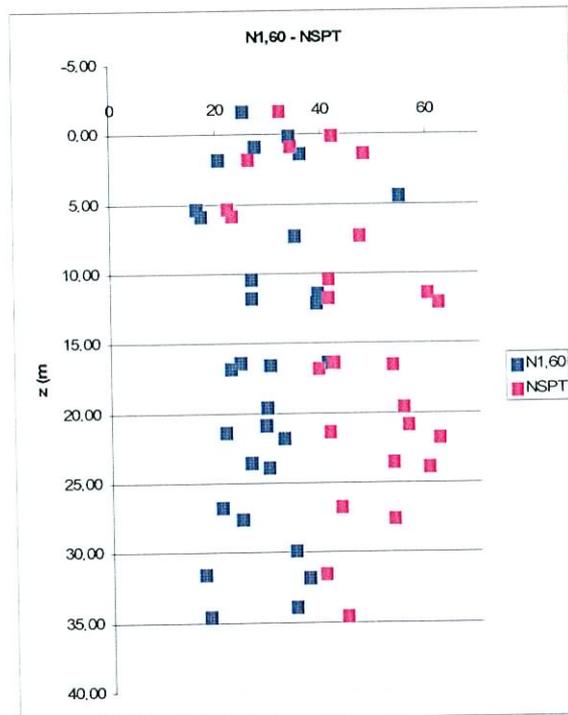


Fig. 3.4 – Valori di  $N_{1,60}$  per il BANCHINA DI RIVA

**SIGENCO S.p.A.**  
 SISTEMI GENERALI COSTRUZIONE  
 IL PRESIDENTE  
 Dr. Carmelo Piazza

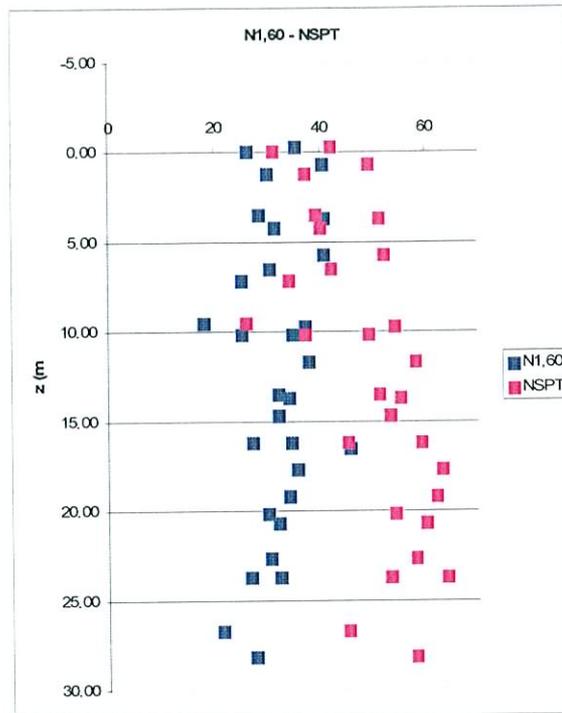


Fig. 3.5 – Valori di  $N_{1,60}$  per il PIAZZALI

### 3.4. METODI DI VERIFICA

La verifica che si esegue consiste nella determinazione del potenziale di liquefazione delle sabbie, ovvero la loro suscettività a presentare il fenomeno della liquefazione in condizioni sismiche.

La verifica può essere eseguita con diversi metodi ed in particolare vengono esposti di seguito i più comuni che possono essere utilizzati nella verifica a liquefazione.

#### Criterion del Chinese Building Code

Il Chinese National Code of Aseismic Design for Building (1974) presenta un metodo empirico per la valutazione della liquefacibilità di un deposito sabbioso sotto falda basato sull'utilizzo della prova SPT.

Il criterio consente di calcolare, in funzione del sisma di progetto, il numero di colpi SPT critico dello strato sabbioso con la relazione:

$$N_{cr} = N_o * [0.90 + 0.10 * (d_s - d_w)] * \sqrt{(3/p_c)}$$

in cui:

- $N_o$  = parametro funzione del sisma di progetto secondo la relazione empirica  $N_o=43.81*a_g+3$  in cui  $a_g$  è l'accelerazione sismica riferita alla accelerazione di gravità;
- $d_s$  = profondità media dello strato sabbioso saturo (m);
- $d_w$  = profondità media della falda (m);
- $p_c$  = percentuale di fine presente  $d \leq 0.005$  mm nello strato [se  $p_c(\%) < 3$  porre  $p_c(\%)=3$ ]

Il numero di colpi critico calcolato deve essere quindi confrontato con il numero di colpi effettivamente misurato; per  $N_{\text{misurato}} < N_{\text{cr}}$  lo strato è liquefacibile.

Facendo riferimento ai valori di  $a_g$  determinati in precedenza si determina  $N_o$  e per i vari stali limite e quindi si determina il valore di  $N_{\text{cr}}$  in funzione delle quote dell'ammasso da verificare e della falda e della percentuale di fine che è stata fissata pari al 3%.

I valori ottenuti per il molo foraneo sono riportati nella Tabella 3.1 in cui in rosso sono indicati i casi in cui la verifica non è soddisfatta. Nel diagramma riportato in Fig. 3.6 sono riportati i valori di  $N_{\text{SPT}}$  e  $N_{\text{cr}}$  per il molo foraneo.

Nella Tabella 3.2 e nella Fig. 3.7 si riportano i risultati dell'analisi condotta per le banchine di riva mentre nella Tabella 3.3 e nella Fig. 3.8 si riportano i risultati delle analisi per i piazzali.

Criterion Chinese Building Code

	SLO	SLD	SLV	SLC
ag	0.080	0.105	0.305	0.402
No	6.505	7.600	16.362	20.612

Sond.	ds	dw	NSPT'	SLO	SLD	SLV	SLC
2	4.50	0.00	44	9	10	22	28
	10.50	0.00	25	13	15	32	40
	13.50	0.00	44	15	17	37	46
	16.50	0.00	41	17	19	42	53
4	5.10	0.00	40	9	11	23	29
	11.45	0.00	44	13	16	33	42
	14.20	0.00	44	15	18	38	48
	16.95	0.00	44	17	20	42	53

Tabella 3.1 – MOLO FORANEO – VALORI DI  $N_{cr}$  e  $N_{SPT}$

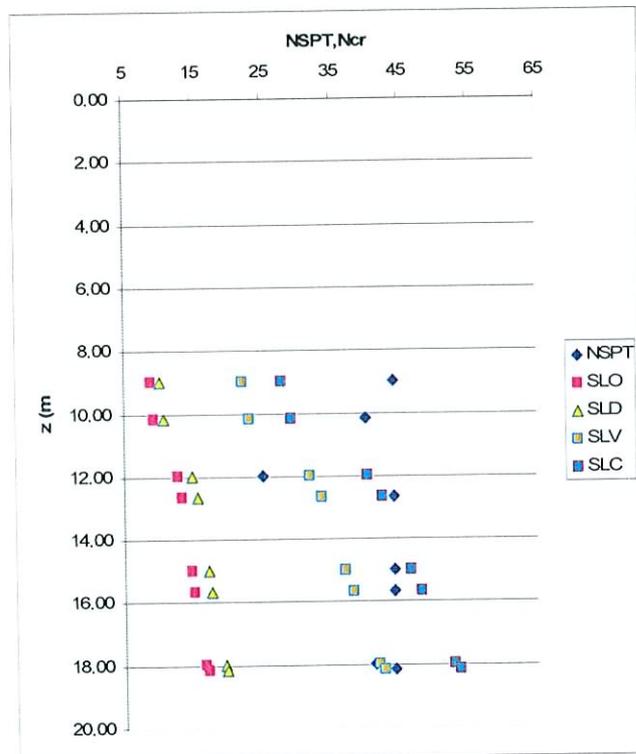


Fig. 3.6 – MOLO FORANEO – VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Sond.	ds	dw	NSPT'	SLO	SLD	SLV	SLC
7	0.90	0.00	26	6	8	16	20
	4.55	0.00	47	9	10	22	28
	9.55	0.00	41	12	14	30	38
	14.30	0.00	39	15	18	38	48
	19.30	0.00	62	18	22	46	58
	24.30	0.00	43	22	25	54	69
	29.30	0.00	84	25	29	63	79
8	0.45	0.00	34	6	7	15	19
	3.15	0.00	22	8	9	20	25
	8.40	0.00	60	11	13	28	36
	13.90	0.00	42	15	17	37	47
	18.90	0.00	41	18	21	46	58
9	0.05	0.00	42	6	7	15	19
	3.00	0.00	23	8	9	20	25
	9.00	0.00	62	12	14	29	37
	14.35	0.00	53	15	18	38	48
	18.10	0.00	55	18	21	44	56
	21.60	0.00	53	20	23	50	63
	25.60	0.00	53	23	26	57	71
	29.60	0.00	40	25	29	63	80
	33.10	0.00	44	27	32	69	87
10	-0.80	0.00	32	5	6	13	17
	-0.10	0.00	48	6	7	15	18
	2.90	0.00	74	8	9	19	25
	7.40	0.00	41	11	12	27	34
	13.40	0.00	72	15	17	37	46
	18.65	0.00	56	18	21	45	57
	22.40	0.00	60	20	24	51	65
	26.90	0.00	78	23	27	59	74
31.90	0.00	83	27	31	67	84	

Tabella 3.2 – BANCHINE DI RIVA – VALORI DI  $N_{cr}$  e  $N_{SPT}$

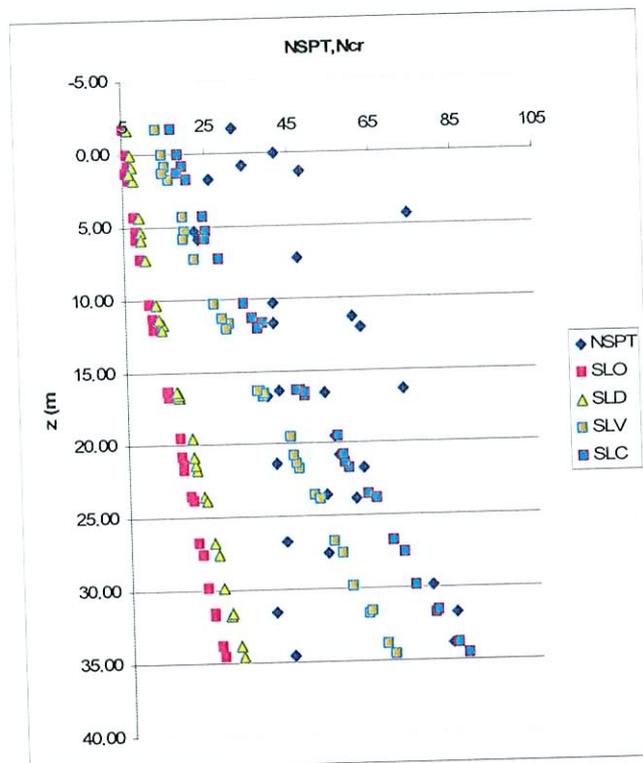


Fig. 3.7 – BANCHINE DI RIVA – VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

SCIENCO S.p.A.
   
 SISTEMI GEOTECNICI E COSTRUZIONI
   
 Via ...
   
 ...

Sond.	ds	dw	NSPT'	SLO	SLD	SLV	SLC
11	-0.15	0.00	42	6	7	14	18
	1.70	0.00	51	7	8	18	22
	6.70	0.00	54	10	12	26	32
	11.70	0.00	55	13	16	34	43
	14.95	0.00	59	16	18	39	49
	17.70	0.00	62	17	20	44	55
	21.45	0.00	53	20	23	50	63
	25.20	0.00	45	22	26	56	70
13	0.60	0.00	37	6	7	16	20
	2.70	0.00	40	8	9	19	24
	5.70	0.00	34	10	11	24	30
	8.70	0.00	37	12	13	29	36
	10.95	0.00	58	13	15	33	41
	13.20	0.00	53	14	17	36	46
	16.20	0.00	63	16	19	41	52
	19.20	0.00	60	18	21	46	58
	22.20	0.00	64	20	24	51	64
14	0.00	0.00	31	6	7	15	19
	1.75	0.00	39	7	8	18	22
	5.00	0.00	42	9	11	23	29
	8.00	0.00	26	11	13	28	35
	11.50	0.00	51	13	16	34	42
	15.00	0.00	78	16	18	39	49
15	0.35	0.00	49	6	7	15	19
	3.20	0.00	52	8	9	20	25
	7.95	0.00	49	11	13	28	35
	13.20	0.00	45	14	17	36	46
	18.20	0.00	54	18	21	45	56
	21.45	0.00	58	20	23	50	63
	25.45	0.00	58	22	26	56	71

Tabella 3.3 – PIAZZALI – VALORI DI  $N_{cr}$  e  $N_{SPT}$

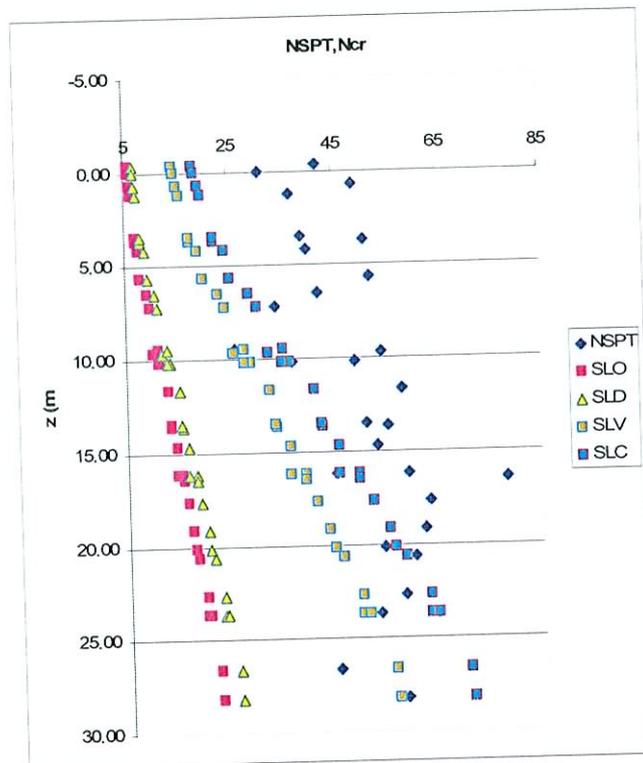


Fig. 3.8 – PIAZZALI – VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Dalle analisi eseguite si rileva che per il Molo Foraneo le verifiche sono soddisfatte per gli Stati limite SLO, SLD e SLV mentre non risultano soddisfatte per lo SLC. In particolare per questo stato limite, risultano strati liquefacibili compresi tra i 15.00 e 18.00 m dalla quota del fondo. Anche per la banchina di riva la liquefazione si ha per lo SLC per strati compresi tra i 25 e i 30 m. Per i piazzali la suscettività alla liquefazione si ha solo per lo SLC e per profondità comprese tra i 20.00 e i 30.00 m dalla quota del l.m.m.

### Metodi semplificati

I metodi semplificati richiedono che venga definito un sisma di progetto attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie e della magnitudo del terremoto.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettività alla liquefazione del deposito attraverso la determinazione di un coefficiente di sicurezza dato dal rapporto tra la resistenza a taglio CRR mobilitabile nello strato e lo sforzo tagliante indotto dal sisma CSR.

In pratica il coefficiente di sicurezza è dato dalla relazione

$$FS_L = CRR(CSR)$$

Un deposito si considera suscettibile di liquefazione se il fattore di sicurezza è inferiore a 1.

La procedura semplificata originariamente sviluppata da Seed e Idriss (1971) è basata sul numero di colpi della prova SPT correlati con un parametro chiamato *domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma CSR*. La procedura di calcolo nel suo insieme è divisa in tre parti:

- 1) calcolo della domanda di resistenza ciclica alla liquefazione CSR;
- 2) calcolo della capacità di resistenza del terreno alla liquefazione CRR utilizzando i dati forniti dalle prove SPT;
- 3) valutazione del potenziale di liquefazione eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza  $FS_L$  in previsione della liquefazione ottenuto dal rapporto CRR e CSR;

Il valore di **CSR (Cyclic Stress Ratio)** dipende dallo sforzo totale ed efficace del sovraccarico dello strato di terreno corretto da un fattore di sollecitazione  $r_d$  che diminuisce all'aumentare della profondità.

La domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma CSR ad una data profondità è data dalla seguente equazione

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}} = 0.65 * \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right) * r_d$$

in cui

$a_{max}$	accelerazione massima alla superficie del suolo;
$g$	accelerazione di gravità;
$\sigma_{vo} - \sigma'_{vo}$	tensione verticale litostatica totale ed efficace
$r_d$	fattore di riduzione alla profondità di interesse
0.65	fattore peso introdotto da Seed per calcolare il numero di sforzi ciclici uniformi richiesti per produrre lo stesso aumento di pressione dei pori dovuto ad un irregolare movimento del suolo durante il terremoto.

Il coefficiente di riduzione è ricavato con espressioni fornite dal NCEER (1996)

- $r_d = 1 - 0.00765 * z$  per  $z \leq 9.15$  m
- $r_d = 1.174 - 0.0267 * z$  per  $9.15 < z \leq 23$  m
- $r_d = 0.774 - 0.008 * z$  per  $23 < z \leq 30$  m
- $r_d = 0.774 - 0.008 * z$  per  $z > 30$  m

Il valore di  $r_d$  può essere ottenuto con una relazione di T.F. Blake che approssima la curva media alla seguente equazione

$$r_d = \frac{(1.00 - 0.4113 * z^{0.5} + 0.04052 * z + 0.001753 * z^{1.5})}{1.00 - 0.4177 * z^{0.5} + 0.0729 * z - 0.006205 * z^{1.5} + 0.001210 * z^2}$$

Il coefficiente riduttivo  $r_d$  può essere determinato attraverso la relazione proposta da Idriss e Boulanger (2004)

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z)$$

in cui

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 * \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = \left[ 0.106 + 0.118 * \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \right] * M$$

essendo  $z$  la profondità dal piano di campagna espressa in m e  $M$  la magnitudo al momento dell'evento sismico assunto come riferimento per l'analisi di suscettività alla liquefazione.

Poiché i metodi di analisi disponibili in letteratura sono stati sviluppati con riferimento ad eventi sismici caratterizzati da una magnitudo di momento pari a 7.5, nelle applicazioni in cui

il valore di  $M_w$  è differente, è necessario utilizzare un valore corretto della tensione ciclica che tenga conto dell'effettivo valore della magnitudo dell'evento sismico di riferimento per l'analisi. Tale correzione è generalmente effettuata introducendo un valore equivalente di  $CSR_{M=7.5}$  del rapporto di tensione ciclica dato dalla seguente relazione

$$CSR_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$

in cui MSF è il fattore di scala per la Magnitudo.

Il valore di scala per la magnitudo si può ricavare con la relazione di Idriss e Boulanger (2004)

$$MSF = 6.90 * \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058$$

$$MSF < 1.8$$

La Magnitudo è correlata con l'accelerazione massima del suolo nei pressi dell'epicentro mediante la seguente relazione [Como-Lanni - Elementi di Strutture antisismiche – Edizioni Scientifiche A. Cremonese – Roma – pag. 3].

$$6 * M^2 \leq a_{\max} \leq 12 * M^2$$

con  $a_{\max}$  espressa in  $\text{cm}/\text{sec}^2$ . In funzione dell'accelerazione massima si può ricavare il range di magnitudo che descrive il sisma di progetto con la relazione

$$M(6) = \sqrt{\frac{a_{\max}}{6}}$$

$$M(12) = \sqrt{\frac{a_{\max}}{12}}$$

e quindi eseguendo la media tra i valori ottenuti si definisce la Magnitudo media.

La capacità di resistenza alla liquefazione **CRR** (*Cyclic Resistance Ratio*) può essere determinata con il metodo di **Seed e Idriss (1982)** per cui la resistenza alla liquefazione è stimata con la relazione

$$CRR = \frac{N_a}{90}$$

in cui

$$N_a = N_{SPT} \left( \frac{1.70}{\sigma_{vo} + 0.70} \right) + N_1$$

in cui  $\sigma_{v0}$  è la tensione verticale efficace,  $N_1$  è un parametro che dipende dal  $d_{50}$  che assume valore 0 se  $d_{50} > 0.25$  mm e 7.5 se  $d_{50} \leq 0.25$ .

La capacità di resistenza alla liquefazione **CRR (Cyclic Resistance Ratio)** può essere ricavata con la relazione proposta da Seed (1985) come una funzione della resistenza penetrometrica  $N_{1,60}$  corretta che può essere espressa come (NCEER Report – 1998)

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - N_{1,60}} + \frac{N_{1,60}}{135} + \frac{50}{[10 * N_{1,60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

in cui  $CRR_{7.5}$  è la capacità di resistenza ciclica per un terremoto di magnitudo 7.5.

Blake (1996) calcola  $CRR_{7.5}$  utilizzando la seguente espressione

$$CRR_{7.5} = \frac{a + c * x + e * x^2 + g * x^3}{1 + b * x + d * x^2 + f * x^3 + h * x^4}$$

in cui  $x = N_{1,60}$

$a = 0.048$

$b = -0.1248$

$c = -0.004721$

$d = 0.009578$

$e = 0.0006136$

$f = -0.0003285$

$g = -0.00001673$

$h = 0.000003715$

L'equazione è valida per valori di  $N_{1,60} < 30$  in quanto nel caso in cui  $N_{1,60} \geq 30$  i suoli sono classificati non liquefacibili.

Dopo avere determinato i valori di CSR, CRR e MSF si può calcolare il fattore di sicurezza usando la seguente espressione

$$FS_L = CRR/CSR$$

Applicando le relazioni descritte in precedenza si determina in funzione di  $a_{max}$  il valore di M(6) e M(12) con le relazioni proposte da Como e Lanni e quindi si determina il valore medio della Magnitudo. Ottenuto il valore della magnitudo in funzione di  $a_{max}$  si determina il valore di MSF correttivo di CSR. Il valore di CSR è funzione di  $a_{max}/g$  e del rapporto tra la tensione totale e la tensione efficace nel punto considerato. Per il molo foraneo si ha un p.c.

che corrisponde con il fondo per cui lo schema per la determinazione della tensione totale e della tensione efficace è quello di un primo strato di acqua per una profondità di  $h = 10.00$  m cui segue uno strato indefinito di terreno saturo.

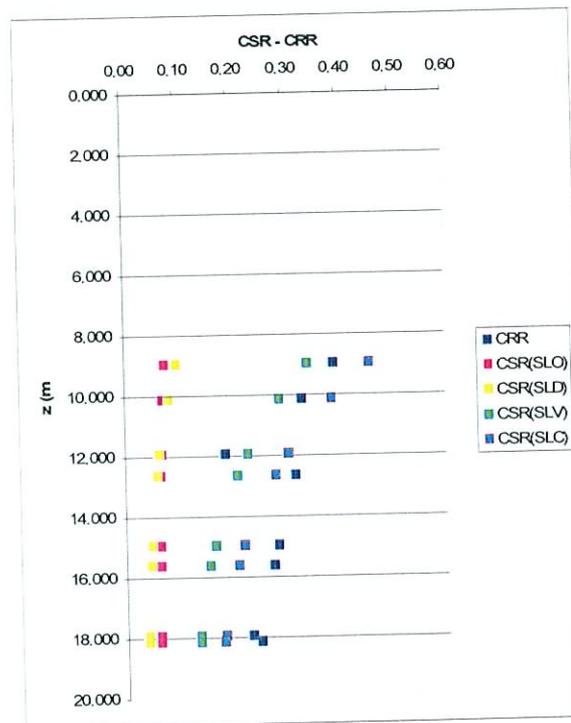
La tensione totale in corrispondenza della profondità  $z$  misurata a partire la p.c. vale

$$\sigma_z = \gamma_w * h + \gamma_{sat} * z$$

La tensione efficace è data dalla relazione

$$\sigma'_z = \gamma' * z$$

Il coefficiente di riduzione è stato calcolato con la relazione proposta da T.F. Blake e in funzione delle varie accelerazioni (funzione degli stati limite) si sono determinati i valori di CSR con la relazione proposta da Seed e Idriss. I risultati delle elaborazioni sono riportate per il Molo Foraneo nel grafico di Fig. 3.9.



**Fig. 3.9 – MOLO FORANEO – VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (Seed e Idriss)**

Per le banchine di riva i calcoli di CSR sono riportati nella Fig. 3.10. Per i piazzali i calcoli sono riportati nella Fig. 3.11. Per i piazzali, essendo il piano di falda ad una quota inferiore rispetto al piano di campagna le relazioni che permettono di determinare la tensione totale e la tensione efficace devono essere modificate. Indicando con  $h$  la profondità del piano di falda rispetto al piano di campagna, la tensione totale è data da

$$\sigma_z = \gamma * h + \gamma_{sat} * (z - h)$$

e la tensione efficace è data dalla relazione

$$\sigma'_z = \gamma * h + \gamma' * (z - h)$$

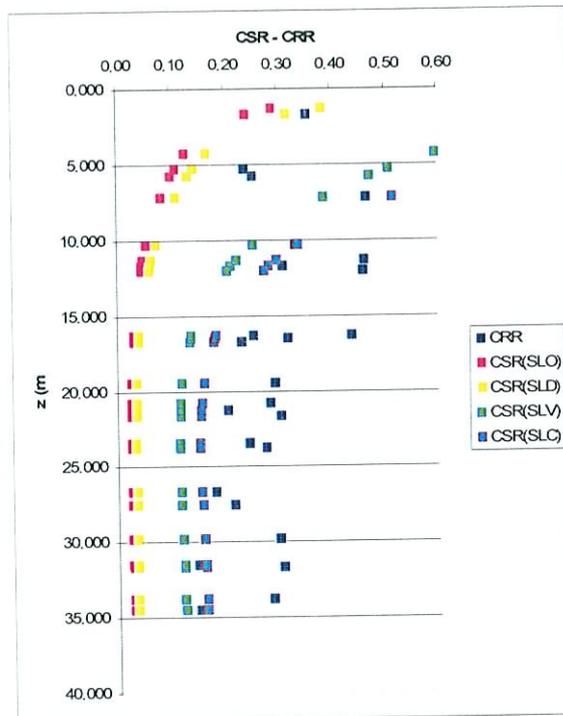


Fig. 3.10 – BANCHINE – VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (Seed e Idriss)

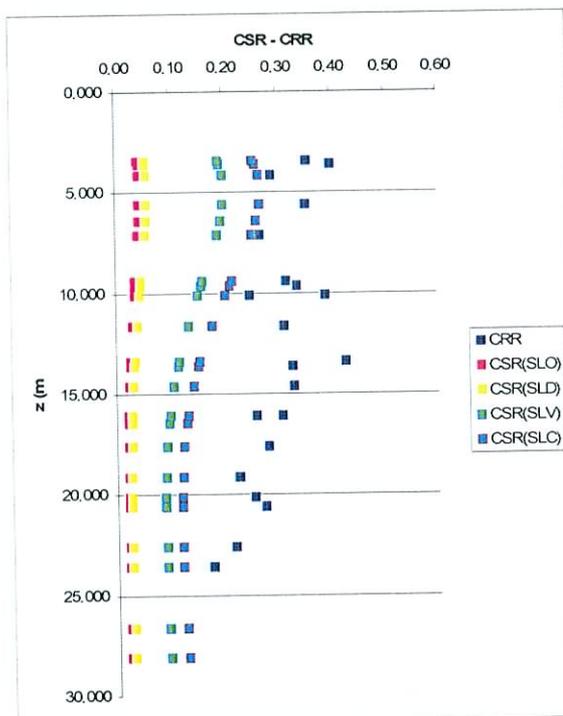


Fig. 3.11 – PIAZZALI – VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (Seed e Idriss)

Per il molo foraneo, la verifica viene ripetuta con la relazione di Seed e con la relazione di Blake. Con la relazione di Seed i risultati delle elaborazioni sono riportati nella Fig. 3.12 mentre i risultati ottenuti con la relazione di Blake sono riportati nella Fig. 3.13.

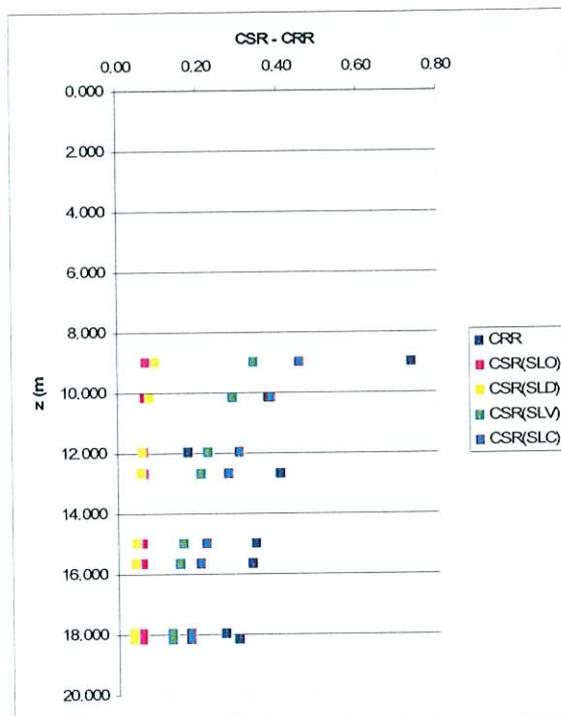


Fig. 3.12 – MOLO FORANEO – VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (Seed)

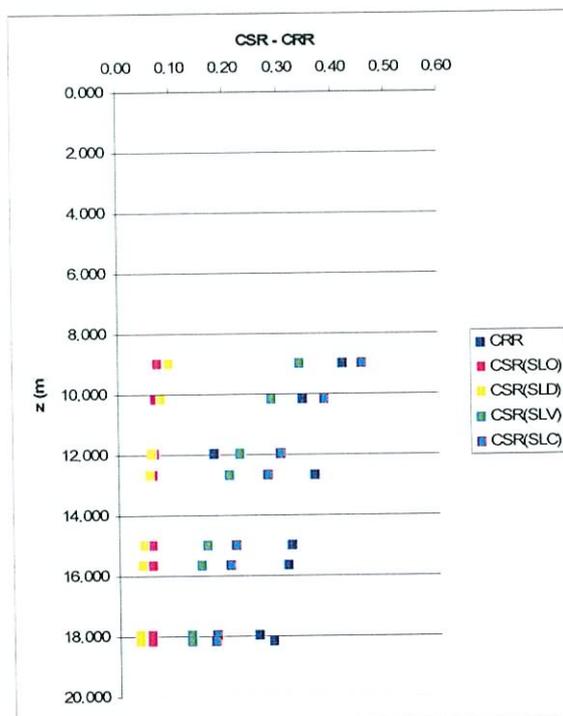


Fig. 3.13 – MOLO FORANEO – VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (Blake)

#### 4. ELABORAZIONI E TABELLE

##### 4.1. DETERMINAZIONE DEL $N_{SPT,30}$ E $V_{S,30}$

###### VALORI DI NSPT

Sond.	Quota	s(m)	N1	N2	N3	NSPT'	$\gamma'$	$\sigma'$	cN	NSPT	NSPT30
2	11.00	12.50	19	22	22	44	1.00	1.10	0.97	43	34
	14.00	3.00	12	11	14	25	1.00	1.40	0.89	22	
	17.00	3.00	17	20	24	44	1.00	1.70	0.82	36	
	20.00	11.50	18	20	21	41	1.00	2.00	0.77	32	
4	12.00	13.25	16	19	21	40	1.00	1.20	0.94	38	31
	14.50	2.75	16	12	12	24	1.00	1.45	0.88	21	
	17.50	2.75	15	15	18	33	1.00	1.75	0.81	27	
	20.00	11.25	14	16	21	37	1.00	2.00	0.77	28	
7	5.00	7.75	15	15	11	26	1.00	0.50	1.23	32	33
	10.50	5.00	20	29	18	47	1.00	1.05	0.99	46	
	15.00	4.75	18	21	20	41	1.00	1.50	0.87	36	
	20.00	12.50	18	19	20	39	1.00	2.00	0.77	30	
8	4.50	6.75	20	19	15	34	1.00	0.45	1.27	43	34
	9.00	5.25	13	11	11	22	1.00	0.90	1.04	23	
	15.00	5.50	19	29	31	60	1.00	1.50	0.87	52	
	20.00	12.50	18	20	22	42	1.00	2.00	0.77	32	
9	4.50	7.40	10	21	21	42	1.00	0.45	1.27	53	38
	10.30	6.00	10	12	11	23	1.00	1.03	0.99	23	
	16.50	5.35	25	30	32	62	1.00	1.65	0.83	52	
	21.00	11.25	19	26	27	53	1.00	2.10	0.75	40	
10	3.00	4.50	11	17	15	32	1.00	0.30	1.40	45	50
	6.00	3.00	19	26	22	48	1.00	0.60	1.17	56	
	9.00	4.50	26	37	37	74	1.00	0.90	1.04	77	
	15.00	6.00	20	21	20	41	1.00	1.50	0.87	36	
	21.00	12.00	21	39	33	72	1.00	2.10	0.75	54	
13	4.50	6.00	26	20	17	37	1.00	0.45	1.27	47	45
	7.50	3.00	23	20	20	40	1.00	0.75	1.10	44	
	10.50	3.00	24	18	16	34	1.00	1.05	0.99	34	
	13.50	2.25	21	19	18	37	1.00	1.35	0.90	33	
	15.00	15.75	22	34	24	58	1.00	1.50	0.87	50	
14	3.00	4.75	18	16	15	31	1.00	0.30	1.40	44	44
	6.50	3.25	24	20	19	39	1.00	0.65	1.15	45	
	9.50	3.00	22	22	20	42	1.00	0.95	1.02	43	
	12.50	3.50	19	14	12	26	1.00	1.25	0.93	24	
	16.50	3.50	21	25	26	51	1.00	1.65	0.83	43	
	19.50	12.00	41	38	40	78	1.00	1.95	0.78	61	
15	2.50	5.00	18	24	25	49	1.00	0.25	1.47	72	44
	7.50	4.75	22	27	25	52	1.00	0.75	1.10	57	
	12.00	5.25	16	21	28	49	1.00	1.20	0.94	46	
	18.00	15.00	26	24	21	45	1.00	1.80	0.81	36	

Tabella 4.1 – Determinazione di  $N_{SPT,30}$

**VALORI DI Vs30 DA PROVE DPSH**

Prova	Prof.	ds(m)	s(m)	Vs	Vs,30
2	3.00	3.00	6.50	223.41	
	10.00	7.00	8.50	264.29	
	20.00	10.00	15.00	359.50	291.32
3bis	1.80	1.80	5.80	105.00	
	9.80	8.00	7.60	253.80	
	17.00	7.20	16.60	266.79	203.52
4	1.80	1.80	6.80	230.08	
	11.80	10.00	8.10	341.40	
	18.00	6.20	15.10	371.61	319.44
5 bis	1.60	1.60	6.70	429.39	
	11.80	10.20	7.70	317.15	
	17.00	5.20	15.60	376.56	368.96
6	2.00	2.00	7.30	209.43	
	12.60	10.60	8.50	294.90	
	19.00	6.40	14.20	366.79	292.99
7	2.00	2.00	8.00	233.35	
	14.00	12.00	8.50	313.79	
	19.00	5.00	13.50	349.59	300.04
8	15.20	15.20	16.40	296.29	
	17.60	2.40	13.60	361.60	322.71
9	1.00	1.00	7.10	447.67	
	13.20	12.20	9.10	339.84	
	19.20	6.00	13.80	371.50	376.02

**Tabella 4.2 – Determinazione di Vs,30**

**4.2. DETERMINAZIONE DEL VALORE DI N<sub>1,60</sub>**

**VALORI DI N<sub>1,60</sub> - MOLO FORANEO**

Sond.	Qbf (m)	Quota (m)	Q l,m,m, (m)	N1	N2	N3	NSPT	CE	CB	CR	CS	N60	γ' (t/mc)	σ' (t/mq)	CN	N1,60
2	2.00	11.00	9.00	19	22	22	44	1.00	1.00	1.00	0.75	33	1.00	11.00	0.97	32
		14.00	12.00	12	11	14	25	1.00	1.00	1.00	0.75	19	1.00	14.00	0.89	17
		17.00	15.00	17	20	24	44	1.00	1.00	1.00	0.75	33	1.00	17.00	0.82	27
		20.00	18.00	18	20	21	41	1.00	1.00	1.00	0.75	31	1.00	20.00	0.77	24
4	1.80	12.00	10.20	16	19	21	40	1.00	1.00	1.00	0.75	30	1.00	12.00	0.94	28
		14.50	12.70	19	22	22	44	1.00	1.00	1.00	0.75	33	1.00	14.50	0.88	29
		17.50	15.70	19	22	22	44	1.00	1.00	1.00	0.75	33	1.00	17.50	0.81	27
		20.00	18.20	19	22	22	44	1.00	1.00	1.00	0.75	33	1.00	20.00	0.77	25

Peso unità di volume saturo  $\gamma_{sat}$  = 2.00 ton/mc

**Tabella 4.3 – Valori di N<sub>1,60</sub> per il MOLO FORANEO**

**SIGENCO S.p.A.**  
 SISTEMI GENERALI COSTRUZIONE  
 PRESIDENTE  
 Dr. Carmelo Piazza

VALORI DI N<sub>1,60</sub> - BANCHINA DI RIVA

Sond.	Qbf (m)	Quota (m)	Q l,m,m, (m)	N1	N2	N3	NSPT	CE	CB	CR	CS	N60	γ' (t/mc)	σ' (t/mq)	CN	N1,60	
7	3.20	5.00	1.80	15	15	11	26	1.00	1.00	0.85	0.75	17	1.00	5.00	1.23	20	
		10.50	7.30	20	29	18	47	1.00	1.00	1.00	0.75	35	1.00	10.50	0.99	35	
		15.00	11.80	18	21	20	41	1.00	1.00	1.00	0.75	31	1.00	15.00	0.87	27	
		20.00	16.80	18	19	20	39	1.00	1.00	1.00	0.75	29	1.00	20.00	0.77	23	
		25.00	21.80	21	28	34	62	1.00	1.00	1.00	0.75	47	1.00	25.00	0.70	32	
		30.00	26.80	18	21	22	43	1.00	1.00	1.00	0.75	32	1.00	30.00	0.63	20	
		35.00	31.80	31	42	42	84	1.00	1.00	1.00	0.75	63	1.00	35.00	0.58	37	
8	3.60	4.50	0.90	20	19	15	34	1.00	1.00	0.85	0.75	22	1.00	4.50	1.27	28	
		9.00	5.40	13	11	11	22	1.00	1.00	0.95	0.75	16	1.00	9.00	1.04	16	
		15.00	11.40	19	29	31	60	1.00	1.00	1.00	0.75	45	1.00	15.00	0.87	39	
		20.00	16.40	18	20	22	42	1.00	1.00	1.00	0.75	32	1.00	20.00	0.77	24	
		25.00	21.40	19	18	23	41	1.00	1.00	1.00	0.75	31	1.00	25.00	0.70	21	
9	4.40	4.50	0.10	10	21	21	42	1.00	1.00	0.85	0.75	27	1.00	4.50	1.27	34	
		10.30	5.90	10	12	11	23	1.00	1.00	1.00	0.75	17	1.00	10.30	0.99	17	
		16.50	12.10	25	30	32	62	1.00	1.00	1.00	0.75	47	1.00	16.50	0.83	39	
		21.00	16.60	19	26	27	53	1.00	1.00	1.00	0.75	40	1.00	21.00	0.75	30	
		24.00	19.60	20	25	30	55	1.00	1.00	1.00	0.75	41	1.00	24.00	0.71	29	
		28.00	23.60	21	27	26	53	1.00	1.00	1.00	0.75	40	1.00	28.00	0.66	26	
		32.00	27.60	20	22	31	53	1.00	1.00	1.00	0.75	40	1.00	32.00	0.61	24	
		36.00	31.60	19	18	22	40	1.00	1.00	1.00	0.75	30	1.00	36.00	0.57	17	
		39.00	34.60	20	23	21	44	1.00	1.00	1.00	0.75	33	1.00	39.00	0.55	18	
		42.00	37.60	21	24	22	45	1.00	1.00	1.00	0.75	34	1.00	42.00	0.54	19	
10	4.60	3.00	-1.60	11	17	15	32	1.00	1.00	0.75	0.75	18	1.00	3.00	1.40	25	
		6.00	1.40	19	26	22	48	1.00	1.00	0.85	0.75	31	1.00	6.00	1.17	36	
		9.00	4.40	26	37	37	74	1.00	1.00	0.95	0.75	53	1.00	9.00	1.04	55	
		15.00	10.40	20	21	20	41	1.00	1.00	1.00	0.75	31	1.00	15.00	0.87	27	
		21.00	16.40	21	39	33	72	1.00	1.00	1.00	0.75	54	1.00	21.00	0.75	41	
		25.50	20.90	31	27	29	56	1.00	1.00	1.00	0.75	42	1.00	25.50	0.69	29	
		28.50	23.90	26	31	29	60	1.00	1.00	1.00	0.75	45	1.00	28.50	0.65	29	
		34.50	29.90	41	38	40	78	1.00	1.00	1.00	0.75	59	1.00	34.50	0.59	34	
38.50	33.90	32	39	44	83	1.00	1.00	1.00	0.75	62	1.00	38.50	0.55	34			
Strato 1	0-15															31	
Strato 2	oltre 15																28
Valori medi																	29
Peso unità di volume saturo γ <sub>sat</sub> =																	
																	2.00 ton/mc

Tabella 4.4 – Valori di N<sub>1,60</sub> per la BANCHINA DI RIVA

VALORI DI N<sub>1,60</sub> - PIAZZALI

Sond.	Qbf	Quota	Q l,m,m,	N1	N2	N3	NSPT	CE	CB	CR	CS	N60	γ'	σ'	CN	N1,60		
11	3.30	3.00	-0.30	15	21	21	42	1.00	1.00	0.80	0.75	25	1.00	0.30	1.40	35		
		7.00	3.70	18	22	29	51	1.00	1.00	0.95	0.75	36	1.00	0.70	1.12	41		
		13.00	9.70	18	22	32	54	1.00	1.00	1.00	0.75	41	1.00	1.30	0.91	37		
		17.00	13.70	19	26	29	55	1.00	1.00	1.00	0.75	41	1.00	1.70	0.82	34		
		19.50	16.20	20	27	32	59	1.00	1.00	1.00	0.75	44	1.00	1.95	0.78	34		
		22.50	19.20	24	29	33	62	1.00	1.00	1.00	0.75	47	1.00	2.25	0.73	34		
		27.00	23.70	17	25	28	53	1.00	1.00	1.00	0.75	40	1.00	2.70	0.67	27		
		30.00	26.70	19	23	22	45	1.00	1.00	1.00	0.75	34	1.00	3.00	0.63	21		
		13	3.30	4.50	1.20	26	20	17	37	1.00	1.00	0.85	0.75	24	1.00	0.45	1.27	30
				7.50	4.20	23	20	20	40	1.00	1.00	0.95	0.75	29	1.00	0.75	1.10	31
10.50	7.20			24	18	16	34	1.00	1.00	1.00	0.75	26	1.00	1.05	0.99	25		
13.50	10.20			21	19	18	37	1.00	1.00	1.00	0.75	28	1.00	1.35	0.90	25		
15.00	11.70			22	34	24	58	1.00	1.00	1.00	0.75	44	1.00	1.50	0.87	38		
18.00	14.70			24	24	29	53	1.00	1.00	1.00	0.75	40	1.00	1.80	0.81	32		
21.00	17.70			29	36	27	63	1.00	1.00	1.00	0.75	47	1.00	2.10	0.75	36		
24.00	20.70			31	28	32	60	1.00	1.00	1.00	0.75	45	1.00	2.40	0.71	32		
27.00	23.70			22	29	35	64	1.00	1.00	1.00	0.75	48	1.00	2.70	0.67	32		
14	3.00			3.00	0.00	18	16	15	31	1.00	1.00	0.80	0.75	19	1.00	0.30	1.40	26
		6.50	3.50	24	20	19	39	1.00	1.00	0.85	0.75	25	1.00	0.65	1.15	28		
		9.50	6.50	22	22	20	42	1.00	1.00	0.95	0.75	30	1.00	0.95	1.02	30		
		12.50	9.50	19	14	12	26	1.00	1.00	1.00	0.75	20	1.00	1.25	0.93	18		
		16.50	13.50	21	25	26	51	1.00	1.00	1.00	0.75	38	1.00	1.65	0.83	32		
15	1.80	2.50	0.70	18	24	25	49	1.00	1.00	0.75	0.75	28	1.00	0.25	1.47	40		
		7.50	5.70	22	27	25	52	1.00	1.00	0.95	0.75	37	1.00	0.75	1.10	41		
		12.00	10.20	16	21	28	49	1.00	1.00	1.00	0.75	37	1.00	1.20	0.94	35		
		18.00	16.20	26	24	21	45	1.00	1.00	1.00	0.75	34	1.00	1.80	0.81	27		
		22.00	20.20	20	26	28	54	1.00	1.00	1.00	0.75	41	1.00	2.20	0.74	30		
24.50	22.70	25	29	29	58	1.00	1.00	1.00	0.75	44	1.00	2.45	0.70	31				
30.00	28.20	23	31	27	58	1.00	1.00	1.00	0.75	44	1.00	3.00	0.63	28				

Valori medi

Peso unità di volume saturo γ<sub>sat</sub> = 2.00 ton/mc

32

Tabella 4.5 – Valori di N<sub>1,60</sub> per i PIAZZALI

### 4.3. DETERMINAZIONE DEL CSR (CYCLIC STRESS RATIO)

Calcolo del CSR (Cyclic Stress Ratio) Prof. p.c. (h) = 10.00 m

Sond.	Quota (m)	γ <sub>sat</sub> (t/mc)	σ (t/mq)	σ' (t/mq)	Prof. p.c. (h) = 10.00 m				CSR(SLO)	CSR(SLD)	CSR(SLV)	CSR(SLC)	
					rd(1)	rd(2.1)	rd(2.2)	rd(2.3)					
					SLO	SLD	SLV	SLC					
					amax	0.120	0.158	0.384	0.446				
					M(6)	4.429	5.083	7.924	8.539				
					M(12)	3.132	3.594	5.603	6.038				
					M	3.781	4.338	6.763	7.289				
					MSF	1.800	1.800	1.214	1.058				
2	9.00	2.00	28.00	9.00	0.53	0.71	0.74	0.87	0.90	0.072	0.095	0.342	0.456
	12.00	2.00	34.00	12.00	0.39	0.60	0.64	0.81	0.85	0.066	0.063	0.227	0.303
	15.00	2.00	40.00	15.00	0.30	0.51	0.55	0.75	0.80	0.062	0.046	0.165	0.220
	18.00	2.00	46.00	18.00	0.26	0.43	0.47	0.69	0.75	0.059	0.038	0.136	0.181
4	10.20	2.00	30.40	10.20	0.47	0.67	0.70	0.84	0.88	0.069	0.080	0.288	0.384
	12.70	2.00	35.40	12.70	0.36	0.58	0.62	0.79	0.84	0.065	0.058	0.209	0.279
	15.70	2.00	41.40	15.70	0.29	0.49	0.53	0.74	0.79	0.061	0.043	0.156	0.208
	18.20	2.00	46.40	18.20	0.26	0.43	0.47	0.69	0.75	0.059	0.037	0.134	0.179

rd(1) = Coefficiente di riduzione proposto da T.F. Blake

rd(2.1) = Coefficiente vdi riduzione proposto da Idriss e Boulanger per SLO

rd(2.1) = Coefficiente vdi riduzione proposto da Idriss e Boulanger per SLD

rd(2.1) = Coefficiente vdi riduzione proposto da Idriss e Boulanger per SLV

rd(2.1) = Coefficiente vdi riduzione proposto da Idriss e Boulanger per SLC

Tabella 4.6 – Valori di CSR per il MOLO FORANEO

36



Calcolo del CSR (Cyclic Stress Ratio)

Prof. p.c. (h) = 7.00 m

Sond.	Quota (m)	ysat (t/mc)	$\sigma$ (t/mq)	$\sigma'$ (t/mq)	rd(1)	rd(2.1)	rd(2.2)	rd(2.3)	rd(2.4)	CSR(SLO)	CSR(SLD)	CSR(SLV)	CSR(SLC)
7	1.80	2.00	10.60	1.80	0.94	0.96	0.97	0.99	0.99	0.240	0.315	1.136	1.515
	7.30	2.00	21.60	7.30	0.63	0.77	0.80	0.90	0.92	0.081	0.107	0.386	0.514
	11.80	2.00	30.60	11.80	0.40	0.61	0.64	0.81	0.85	0.045	0.059	0.212	0.283
	16.80	2.00	40.60	16.80	0.27	0.46	0.50	0.71	0.77	0.028	0.037	0.135	0.179
	21.80	2.00	50.60	21.80	0.24	0.36	0.40	0.63	0.70	0.024	0.032	0.116	0.154
	26.80	2.00	60.60	26.80	0.25	0.30	0.34	0.57	0.64	0.024	0.032	0.116	0.155
	31.80	2.00	70.60	31.80	0.26	0.27	0.31	0.53	0.60	0.025	0.033	0.121	0.161
8	5.40	2.00	17.80	5.40	0.75	0.84	0.86	0.93	0.95	0.107	0.141	0.508	0.677
	11.40	2.00	29.80	11.40	0.41	0.63	0.66	0.82	0.86	0.047	0.062	0.223	0.297
	16.40	2.00	39.80	16.40	0.28	0.47	0.51	0.72	0.78	0.029	0.038	0.138	0.184
	21.40	2.00	49.80	21.40	0.24	0.36	0.40	0.64	0.70	0.025	0.032	0.116	0.155
9	5.90	2.00	18.80	5.90	0.72	0.83	0.84	0.92	0.94	0.099	0.131	0.471	0.628
	12.10	2.00	31.20	12.10	0.39	0.60	0.64	0.81	0.85	0.043	0.057	0.205	0.273
	16.60	2.00	40.20	16.60	0.27	0.47	0.51	0.72	0.77	0.029	0.038	0.136	0.182
	19.60	2.00	46.20	19.60	0.25	0.40	0.44	0.67	0.73	0.025	0.033	0.120	0.160
	23.60	2.00	54.20	23.60	0.24	0.33	0.37	0.61	0.67	0.024	0.032	0.115	0.153
	27.60	2.00	62.20	27.60	0.25	0.29	0.33	0.56	0.63	0.025	0.032	0.117	0.156
	31.60	2.00	70.20	31.60	0.26	0.27	0.31	0.53	0.60	0.025	0.033	0.120	0.160
	34.60	2.00	76.20	34.60	0.27	0.28	0.31	0.53	0.59	0.026	0.034	0.123	0.164
10	1.40	2.00	9.80	1.40	0.96	0.98	0.98	0.99	0.99	0.290	0.381	1.374	1.833
	4.40	2.00	15.80	4.40	0.81	0.88	0.89	0.95	0.96	0.126	0.165	0.596	0.795
	10.40	2.00	27.80	10.40	0.46	0.66	0.69	0.84	0.88	0.053	0.070	0.253	0.338
	16.40	2.00	39.80	16.40	0.28	0.47	0.51	0.72	0.78	0.029	0.038	0.138	0.184
	20.90	2.00	48.80	20.90	0.24	0.37	0.41	0.64	0.71	0.025	0.032	0.117	0.156
	23.90	2.00	54.80	23.90	0.24	0.33	0.37	0.60	0.67	0.024	0.032	0.115	0.153
	29.90	2.00	66.80	29.90	0.26	0.28	0.32	0.54	0.61	0.025	0.033	0.119	0.158
	33.90	2.00	74.80	33.90	0.27	0.27	0.31	0.53	0.59	0.026	0.034	0.122	0.163

rd(1) = Coefficiente di riduzione proposto da T.F. Blake  
 rd(2.1) = Coefficiente vdi riduzione proposto da Idriss e Boulanger per SLO  
 rd(2.1) = Coefficiente vdi riduzione proposto da Idriss e Boulanger per SLD  
 rd(2.1) = Coefficiente vdi riduzione proposto da Idriss e Boulanger per SLV  
 rd(2.1) = Coefficiente vdi riduzione proposto da Idriss e Boulanger per SLC

Tabella 4.7 – Valori di CSR per le BANCHINE DI RIVA

Calcolo del CSR (Cyclic Stress Ratio)

Sond.	Quota (m)	ysat (t/mc)	σ (t/mq)	σ' (t/mq)	Prof. p.c. (h) = Peso unità di volume γ =				3.00 m 1.80 t/mc		CSR(SLO)	CSR(SLD)	CSR(SLV)	CSR(SLC)
					rd(1)	rd(2.1)	rd(2.2)	rd(2.3)	rd(2.4)					
11	3.70	2.00	6.80	6.10	0.85	0.90	0.91	0.96	0.97	0.041	0.054	0.194	0.259	
	9.70	2.00	18.80	12.10	0.50	0.69	0.71	0.85	0.89	0.033	0.044	0.158	0.211	
	13.70	2.00	26.80	16.10	0.33	0.55	0.59	0.77	0.82	0.024	0.032	0.114	0.152	
	16.20	2.00	31.80	18.60	0.28	0.48	0.52	0.73	0.78	0.021	0.027	0.098	0.131	
	19.20	2.00	37.80	21.60	0.25	0.41	0.45	0.67	0.73	0.019	0.025	0.090	0.120	
	23.70	2.00	46.80	26.10	0.24	0.33	0.37	0.61	0.67	0.019	0.025	0.090	0.120	
	26.70	2.00	52.80	29.10	0.25	0.30	0.34	0.57	0.64	0.020	0.026	0.093	0.124	
13	4.20	2.00	7.80	6.60	0.82	0.89	0.90	0.95	0.96	0.042	0.055	0.199	0.265	
	7.20	2.00	13.80	9.60	0.64	0.78	0.80	0.90	0.92	0.040	0.052	0.189	0.252	
	10.20	2.00	19.80	12.60	0.47	0.67	0.70	0.84	0.88	0.032	0.042	0.152	0.203	
	11.70	2.00	22.80	14.10	0.40	0.61	0.65	0.81	0.85	0.028	0.037	0.134	0.178	
	14.70	2.00	28.80	17.10	0.31	0.52	0.56	0.75	0.81	0.022	0.030	0.107	0.142	
	17.70	2.00	34.80	20.10	0.26	0.44	0.48	0.70	0.76	0.020	0.026	0.093	0.124	
	20.70	2.00	40.80	23.10	0.24	0.38	0.42	0.65	0.71	0.019	0.025	0.089	0.118	
	23.70	2.00	46.80	26.10	0.24	0.33	0.37	0.61	0.67	0.019	0.025	0.090	0.120	
14	3.50	2.00	6.40	5.90	0.86	0.91	0.92	0.96	0.97	0.040	0.053	0.191	0.255	
	6.50	2.00	12.40	8.90	0.68	0.80	0.82	0.91	0.93	0.041	0.054	0.195	0.261	
	9.50	2.00	18.40	11.90	0.51	0.69	0.72	0.86	0.89	0.034	0.045	0.161	0.215	
	13.50	2.00	26.40	15.90	0.34	0.56	0.59	0.78	0.83	0.024	0.032	0.116	0.154	
	16.50	2.00	32.40	18.90	0.27	0.47	0.51	0.72	0.78	0.020	0.027	0.097	0.129	
15	5.70	2.00	10.80	8.10	0.73	0.83	0.85	0.93	0.95	0.042	0.056	0.200	0.267	
	10.20	2.00	19.80	12.60	0.47	0.67	0.70	0.84	0.88	0.032	0.042	0.152	0.203	
	16.20	2.00	31.80	18.60	0.28	0.48	0.52	0.73	0.78	0.021	0.027	0.098	0.131	
	20.20	2.00	39.80	22.60	0.25	0.39	0.43	0.66	0.72	0.019	0.025	0.089	0.119	
	22.70	2.00	44.80	25.10	0.24	0.34	0.38	0.62	0.69	0.019	0.025	0.089	0.119	
	22.70	2.00	44.80	25.10	0.24	0.34	0.38	0.62	0.69	0.019	0.025	0.089	0.119	
	28.20	2.00	55.80	30.60	0.25	0.29	0.33	0.56	0.63	0.020	0.026	0.095	0.127	

Tabella 4.8 – Valori di CSR per i PIAZZALI

4.4. DETERMINAZIONE DEL CRR (SEED E IDRISSE)

Calcolo del CRR (Cyclic Resistance Ratio) Seed e Idriss

N60	CRR	FSL(O)	FSL(D)	FSL(V)	FSL(C)
33	0.39	5.41	4.11	1.14	0.86
19	0.19	2.84	2.95	0.82	0.61
33	0.28	4.59	6.18	1.72	1.29
31	0.23	3.93	6.18	1.71	1.29
30	0.33	4.78	4.12	1.14	0.86
33	0.32	4.90	5.46	1.51	1.14
33	0.27	4.50	6.35	1.76	1.32
33	0.25	4.19	6.63	1.84	1.38

Tabella 4.9 – Valori di CRR e FSL per il MOLO FORANEO (Seed e Idriss)

**Calcolo del CRR (Cyclic Resistance Ratio)**

N60	CRR(1)	FSL(O)	FSL(D)	FSL(V)	FSL(C)
17	0.36	1.49	1.13	<b>0.31</b>	<b>0.23</b>
35	0.47	5.73	4.35	1.21	<b>0.91</b>
31	0.31	6.90	5.24	1.46	1.09
29	0.23	8.18	6.22	1.73	1.29
47	0.30	12.49	9.49	2.63	1.97
32	0.18	7.36	5.59	1.55	1.16
63	0.31	12.07	9.17	2.54	1.91
16	0.24	2.23	1.69	<b>0.47</b>	<b>0.35</b>
45	0.46	9.83	7.47	2.07	1.55
32	0.25	8.75	6.65	1.84	1.38
31	0.20	8.34	6.34	1.76	1.32
17	0.25	2.54	1.93	<b>0.54</b>	<b>0.40</b>
47	0.46	10.65	8.09	2.24	1.68
40	0.32	11.09	8.42	2.34	1.75
41	0.29	11.57	8.79	2.44	1.83
40	0.25	10.13	7.69	2.13	1.60
40	0.22	8.81	6.69	1.86	1.39
30	0.15	5.79	4.40	1.22	<b>0.91</b>
33	0.15	5.79	4.40	1.22	<b>0.91</b>
31	0.69	2.38	1.80	<b>0.50</b>	<b>0.38</b>
53	0.87	6.95	5.28	1.47	1.10
31	0.33	6.26	4.75	1.32	<b>0.99</b>
54	0.44	15.00	11.39	3.16	2.37
42	0.28	11.52	8.75	2.43	1.82
45	0.28	11.35	8.62	2.39	1.79
59	0.30	11.96	9.08	2.52	1.89
62	0.29	11.15	8.47	2.35	1.76

**Tabella 4.10 – Valori di CRR e FSL per le BANCHINE DI RIVA (Seed e Idriss)**

**Calcolo del CRR (Cyclic Resistance Ratio)**

N160	CRR(1)	FSL(O)	FSL(D)	FSL(V)	FSL(C)
36	0.52	12.82	9.73	2.70	2.03
41	0.40	11.99	9.11	2.53	1.90
41	0.34	14.04	10.66	2.96	2.22
44	0.33	15.78	11.98	3.33	2.49
47	0.31	16.22	12.32	3.42	2.56
40	0.23	11.99	9.10	2.53	1.89
34	0.18	8.99	6.83	1.90	1.42
29	0.40	9.44	7.17	1.99	1.49
26	0.29	7.28	5.53	1.53	1.15
28	0.27	8.35	6.34	1.76	1.32
44	0.39	13.81	10.49	2.91	2.18
40	0.31	13.87	10.54	2.92	2.19
47	0.33	16.83	12.79	3.55	2.66
45	0.28	15.11	11.47	3.18	2.39
48	0.27	14.47	10.99	3.05	2.29
25	0.36	9.04	6.86	1.91	1.43
30	0.36	8.63	6.55	1.82	1.36
20	0.19	5.74	4.36	1.21	0.91
38	0.32	12.94	9.83	2.73	2.04
59	0.43	20.89	15.87	4.40	3.30
37	0.46	10.97	8.33	2.31	1.73
37	0.35	11.05	8.40	2.33	1.75
34	0.25	12.03	9.14	2.54	1.90
41	0.26	13.79	10.47	2.91	2.18
44	0.26	13.64	10.36	2.87	2.16
44	0.22	10.89	8.27	2.30	1.72

**Tabella 4.11 – Valori di CRR e FSL per i PIAZZALI (Seed e Idriss)**

#### 4.5. DETERMINAZIONE DEL CRR (SEED)

##### *Calcolo del CRR (Cyclic Resistance Ratio) Seed e Idriss*

N1,60	CRR	FSL(O)	FSL(D)	FSL(V)	FSL(C)
32	0.73	10.20	7.75	2.15	1.61
17	0.18	2.70	2.81	<b>0.78</b>	<b>0.58</b>
27	0.34	5.58	7.51	2.08	1.56
24	0.27	4.53	7.12	1.98	1.48
28	0.38	5.48	4.72	1.31	<b>0.98</b>
29	0.41	6.33	7.04	1.95	1.47
27	0.34	5.49	7.75	2.15	1.61
25	0.30	5.09	8.05	2.23	1.68

Tabella 4.12 – Valori di CRR e FSL per il MOLO FORANEO (Seed e altri)

##### *Calcolo del CRR (Cyclic Resistance Ratio) Seed e Idriss*

N1,60	CRR	FSL(O)	FSL(D)	FSL(V)	FSL(C)
32	0.42	5.85	4.44	<b>1.23</b>	<b>0.92</b>
17	0.18	2.74	2.85	<b>0.79</b>	<b>0.59</b>
27	0.32	5.22	7.04	1.95	1.46
24	0.26	4.43	6.97	1.93	1.45
28	0.35	5.02	4.33	1.20	<b>0.90</b>
29	0.37	5.71	6.35	1.76	1.32
27	0.32	5.17	7.30	2.03	1.52
25	0.29	4.89	7.74	2.15	1.61

Tabella 4.13 – Valori di CRR e FSL per il MOLO FORANEO (Blake)

## 5. CONCLUSIONI

Nella presente relazione si sono analizzate le condizioni sismiche del sito determinando i parametri che devono essere utilizzati per i calcoli delle azioni sismiche agenti.

Si sono eseguite, in funzione di tali parametri, le verifiche a liquefazione. Le verifiche sono state eseguite con metodi empirici (Chinese Buiding Code) e con metodi semplificati quali Seed e Idriss, Seed e altri utilizzando anche la relazione di Blake.

Occorre innanzi tutto affermare che non è possibile escludere a priori la suscettività alla liquefazione in quanto nessuna delle condizioni poste dalla Normativa vigente è soddisfatta come peraltro affermato nella relazione [4]. Quindi è stato necessario eseguire delle verifiche che, come già detto, sono state eseguite con diversi metodi.

Il Chinese Buiding Code ha mostrato che per i Moli Foranei vi sono problemi di liquefazione per lo SLC a profondità comprese tra 14.00 e 18.00 m. Per le Banchine di Riva vi sono problemi di liquefazione sempre per lo SLC intorno ai 20.00 m mentre per i Piazzali la suscettività alla liquefazione appare molto bassa.

Il metodo semplificato di Seed e Idriss mostra che la suscettività alla liquefazione sussiste per lo SLC e per uno strato compreso tra 8.00 e 12.00 m. Se si utilizza la relazione di Seed e altri riportata nel testo e la formula di Blake la suscettività alla liquefazione si limita a pochi punti e sempre per lo SLC. Per le banchine di rive e per i piazzali tale suscettività può essere esclusa.