



COMUNE DI LIPARI (PROVINCIA DI MESSINA)

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO PROGETTO DEFINITIVO



DATA:

15-11-2018

SEZIONE:

D: STUDI SPECIALISTICI E MODELLAZIONI

ELAB./TAV.:

D.03

OGGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

PROGETTAZIONE:



PROJECT MANAGER:

Ing. Antonino SUTERA

PROGETTISTI:

Ing. Giuseppe BERNARDO
Ing. Davide FERLAZZO

GRUPPO DI LAVORO:

Arch. Rossella FARALLA
Ing. Stefania FERLAZZO
Ing. Simone FIUMARA
Arch. Francesca GANGEMI
Arch. Emanuela PANARELLO

Certified by Bureau Veritas Italia S.p.A.

ISO 9001:2015
Sistema di Gestione Qualità

ISO 14001:2015
Sistema di Gestione Ambientale

ASSOCIATO



Associazione delle organizzazioni di ingegneria
di architettura e di consulenza tecnico-economica

REVISIONI	REV. n°	DATA	MOTIVAZIONE

R.U.P.:

Geom. Carmelo Antonino MEDURI

VISTI/APPROVAZIONI:

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

INDICE

1	PREMESSA	6
2	CRITERI DI PROGETTAZIONE ED ANALISI SISMICA	7
2.1	<i>NORMATIVE DI RIFERIMENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA</i>	7
2.2	<i>RICHIAMI NORMATIVI</i>	7
2.2.1	<i>Sicurezza e prestazioni attese</i>	7
2.2.2	<i>Verifiche e valutazione della sicurezza</i>	8
2.2.3	<i>Fondazioni su pali</i>	9
2.2.3.1	<i>Resistenze di pali soggetti a carichi assiali e trasversali</i>	9
2.2.3.2	<i>Resistenza a carico assiale di una palificata</i>	10
2.2.3.3	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)</i>	10
2.3	<i>DESCRIZIONE CAMPAGNA DI INDAGINE E SINTESI RISULTATI</i>	11
2.3.1	<i>Risultati perforazione di sondaggio</i>	11
2.3.2	<i>Risultati delle prove STP</i>	11
2.3.3	<i>Indagini geofisiche</i>	12
2.3.3.1	<i>Risultati prove tomografiche</i>	12
2.3.3.2	<i>Risultati prove metodo MASW</i>	13
2.3.3.3	<i>Definizione suolo tipo (NTC 2018)</i>	13
2.3.3.4	<i>Definizione dei parametri geosismici</i>	14
2.3.3.5	<i>Risultati tomografie sismiche</i>	14
2.3.3.6	<i>Sismica in foro Vp</i>	14
2.4	<i>INQUADRAMENTO DELL'AREA DI INTERVENTO – MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO</i>	15
2.5	<i>AZIONI SISMICHE</i>	16
2.5.1	<i>Stati limite e relative probabilità di superamento</i>	17
2.5.2	<i>Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche</i>	18
2.5.3	<i>Valutazione dell'azione sismica</i>	20
2.5.4	<i>Vita nominale di progetto</i>	23
2.5.5	<i>Classi d'uso</i>	24
2.5.6	<i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i>	25
2.5.7	<i>Valori caratteristici dell'azione sismica per il sito di interesse</i>	25
2.5.8	<i>Suscettibilità alla liquefazione</i>	26

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

3	RELAZIONE SUI MATERIALI	29
3.1.1	<i>Valori caratteristici e resistenze di calcolo</i>	30
3.1.2	<i>Prescrizioni specifiche per il calcestruzzo e la sua durabilità</i>	32
4	AZIONI DI CALCOLO, PRINCIPI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE RELATIVE PRESTAZIONI ATTESE	34
4.1.1	<i>Classificazione e determinazione delle Azioni</i>	34
4.1.2	<i>Combinazioni delle azioni</i>	34
4.1.3	<i>Tiro alla bitta</i>	37
4.1.4	<i>Forza di accosto</i>	38
4.1.5	<i>Azioni indotte dal moto ondoso</i>	41
4.1.5.1	<i>Forze verticali, indotte dal moto ondoso, sull'impalcato</i>	41
4.1.5.2	<i>Forze orizzontali, indotte dal moto ondoso, sui pali</i>	43
4.1.6	<i>Pensilina di arredo</i>	50
5	DIMENSIONAMENTO AVANZAMENTO BANCHINA	51
5.1.1	<i>Descrizione</i>	51
5.1.2	<i>Calcolo Soletta</i>	52
5.1.2.1	<i>Prima fase: verifica coppelle</i>	52
5.1.2.2	<i>Seconda fase: verifica soletta finita</i>	54
5.1.3	<i>Dimensionamento idraulico della mantellata</i>	56
5.1.4	<i>Verifica della transizione mantellata/nucleo</i>	57
6	DIMENSIONAMENTO DELLA BANCHINA "A GIORNO"	58
6.1.1	<i>Descrizione</i>	58
6.1.2	<i>Fasi costruttive</i>	62
6.1.3	<i>Calcolo Soletta</i>	63
6.1.3.1	<i>Prima fase: verifica coppelle</i>	63
6.1.3.2	<i>Seconda fase: verifica soletta finita</i>	64
6.1.3.3	<i>Soletta soggetta alle forze verticali indotte dal moto ondoso</i>	66
6.1.4	<i>Calcolo Travi</i>	68
6.1.4.1	<i>Prima fase: verifica travi in c.a. in fase di costruzione</i>	68
6.1.4.2	<i>Seconda fase: verifica travi in c.a. in fase di esercizio</i>	69
6.1.5	<i>Calcolo Pulvini</i>	70
7	CARPENTERIA METALLICA	72

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

8	DIMENSIONAMENTO PALI	73
8.1.1	<i>Carico limite alle azioni verticali</i>	74
8.1.2	<i>Calcolo dei cedimenti</i>	81
8.1.3	<i>Carico limite alle azioni orizzontali</i>	83
9	CALCOLO DELLA STRUTTURA	88
9.1.1	<i>Descrizione del modello di calcolo</i>	88
9.1.2	<i>Analisi dei carichi adottati nella modellazione di calcolo</i>	88
9.1.3	<i>Dati generali relativi all'analisi dinamica</i>	89
9.1.4	<i>Calcolo giunto tecnico</i>	92

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA**INDICE DELLE FIGURE**

Figura 2-1-Confronto tra curva di dispersione teorica calcolata attraverso il modello di velocità teorico del sottosuolo con la curva sperimentale	13
Figura 2-2- Profilo litologico SSW-NNE	16
Figura 2-3 Parametri sismici caratterizzanti il sito di interesse	26
Figura 2-4-Fusi granulometrici per $U_c < 3.5$	27
Figura 2-5-Fusi granulometrici per $U_c > 3.5$	27
Figura 4-1-Abaco fig. 7-69 SPM '84.....	43
Figura 4-2-Abaco di Le Mehaute	45
Figura 4-3- Abaco Kim – fig. 7-71 SPM '84.....	46
Figura 4-4- Abaco K_{Dm} - fig. 7-72 SPM '84	47
Figura 4-5- Abaco Sim - 7-73 SPM '84	48
Figura 4-6- Abaco S_{Dm} - fig. 7-74 SPM '84.....	49
Figura 5-1-Pianta banchina di riva di progetto	51
Figura 5-2- Sezione tipo banchina di riva	51
Figura 6-1- Schema tridimensionale I Impalcato.....	59
Figura 6-2 - Schema tridimensionale II Impalcato.....	60
Figura 6-3 -Figura 6 2 - Schema tridimensionale III Impalcato.....	61
Figura 6-4-Comportamento pulvino	70
Figura 8-1- Abaco di Berezantev	75

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2-1 -Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali - Rif. Tab. 6.4.II D.M. 17/01/2018	9
Tabella 2-2- Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate- Rif. Tab. 6.4.IV D.M. 17/01/2018	9
Tabella 2-3 -Risultati prove SPT	11
Tabella 2-4 - Elenco e configurazione prospezioni geofisiche eseguite.	12
Tabella 2-5- Valori del modello di velocità relativo alle onde di taglio e categoria di sottosuolo	13
Tabella 2-6- Valori dei moduli elasto-dinamici relativi ai sismostrati.....	14
Tabella 2-7 Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato - Rif. Tab. 3.2.I D.M. 17/01/2018	18
Tabella 2-8 Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato - Rif. Tab. 3.2.II D.M. 17/01/2018.....	19
Tabella 2-9 Categorie topografiche - Rif. Tab. 3.2.III D.M. 17/01/2018	19
Tabella 2-10 Espressioni di S_s e di C_c - Rif. Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018	22
Tabella 2-11 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T - Rif. Tab. 3.2.V D.M. 17/01/2018	22
Tabella 2-12 Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale - Rif. Tab. 3.2.VI D.M. 17/01/2018	23
Tabella 2-13Valori minimi della Vita nominale VN di progetto per i diversi tipi di costruzioni - Rif. Tab. 2.4.I D.M. 17/01/2018.....	24
Tabella 2-14 Valori del coefficiente d'uso C_U - Rif. Tab. 2.4.II D.M. 17/01/2018.....	25
Tabella 3-1-Valori caratteristici – Calcestruzzo classe 35/45	30
Tabella 3-2-Valori caratteristici - Acciaio per armature.....	30
Tabella 3-3-Valori caratteristici – Calcestruzzo classe 30/37	31
Tabella 3-4-Resistenze di calcolo materiali.....	31
Tabella 4-1-Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU Rif. Tab. 2.6.I D.M. 17/01/2018	36
Tabella 4-2 – Valori dei coefficienti di combinazione Rif. Tab. 2.5.I D.M. 17/01/2018	36
Tabella 5-1-Dimensionamento della mantellata (HUDSON)	56

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

1 PREMESSA

La presente Relazione di Calcolo, Sismica e Geotecnica si rende nell'ambito del Progetto Definitivo, commissionato dal Comune di Lipari, inerente l'intervento denominato "*Messa in Sicurezza del Porto di Levante e di Ponente nell'isola di Vulcano con la sistemazione del molo foraneo e collegamento tra le banchine portuali e radice pontile attracco aliscafo*".

Il Progetto Definitivo prevede la realizzazione del nuovo pontile di ormeggio degli aliscafi nel Porto di Levante dell'Isola di Vulcano nella medesima posizione di quello esistente, previa demolizione dello stesso, con l'avanzamento di 8 m della banchina di riva.

Il pontile di progetto, a seguito delle scelte progettuali operate in funzione dei fondali e delle condizioni al contorno, a partire dalla banchina di riva, sarà caratterizzato da una pianta ad "L", con il braccio più lungo della lunghezza di circa 52 m e il braccio più corto di lunghezza di 40 m, inclinato rispetto al precedente di 115° gradi. La larghezza del pontile, costante per tutto il suo sviluppo, sarà di 9,50 m a quota +2,00 s.l.m.m., oltre piccolo sbalzo sul lato interno dello stesso a quota inferiore (+1,10 s.l.m.m.) e pari a 1,50 m. A completamento dell'intervento è prevista una pensilina con struttura in acciaio e copertura in policarbonato.

La banchina di progetto in avanzamento sarà realizzata mediante l'impiego di massi pilonati alternati a scogliera in massi naturali, con piano di calpestio a quota +1,70 s.l.m.m., collegata mediante due rampe al pontile di nuova costruzione.

Il pontile, invece, sarà realizzato, nella porzione a quota +2,00 s.l.m.m., con un impalcato a giorno costituito da una soletta di 0,25 m, con orditura parallela al filo banchina, impostata su coppie di travi prefabbricate in c.a. e acciaio, trasversali allo sviluppo di collegamento dei pulvini in testa ai pali di grande diametro (Ø 1000). Gli sbalzi necessari all'attracco dei natanti, sia dal lato interno che esterno del molo, saranno realizzati con profili in acciaio, collegati alla struttura principale.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

2 CRITERI DI PROGETTAZIONE ED ANALISI SISMICA

2.1 Normative di riferimento e criteri generali di progetto e verifica

- **D.M. Ministero Infrastrutture del 17/01/2018** “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”
- **Legge 05/11/1971 n° 1086**: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica.
- **Circolare 02/02/2009, n. 617**: Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- Linee Guida Calcestruzzo Strutturale del Servizio Tecnico centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.
- Eurocodice 2 - Progettazione strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- Norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004;
- UNI EN 10025
- Coastal Engineering Manual (CEM) edito dallo US Army Corps of Engineers (USACE)

2.2 Richiami normativi

2.2.1 Sicurezza e prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle presenti norme.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi** (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;

- sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio** (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

- sicurezza **antincendio**: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;

- **durabilità**: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;

- **robustezza**: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere previste dalle presenti norme, devono essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle presenti norme riguardanti i materiali.

2.2.2 Verifiche e valutazione della sicurezza

Le opere strutturali devono essere verificate, salvo diversa indicazione riportata nelle specifiche parti delle presenti norme:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese;
- c) quando necessario, nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un incendio.

La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo previsto; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate, con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Per quanto concerne gli stati limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni;

C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

2.2.3 Fondazioni su pali

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $R_d \geq E_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- **SLU di tipo strutturale (STR)**
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ_R	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^o	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^o da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 2-1 -Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali - Rif. Tab. 6.4.II D.M. 17/01/2018

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 2-2- Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate- Rif. Tab. 6.4.IV D.M. 17/01/2018

2.2.3.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali e trasversali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- b) metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza di pali soggetti a carichi verticali, $R_{c,k}$, e della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali, $R_{t,k}$, è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine.

Inoltre, per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale $\gamma_T=1,3$

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

2.2.3.2 Resistenza a carico assiale di una palificata

Per una palificata, la verifica dovrà essere fatta in base alla resistenza caratteristica che risulta dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali che la costituiscono. Sarà comunque necessario valutare possibili riduzioni della resistenza disponibile per effetto di gruppo, tenendo conto della tipologia dei pali, della natura dei terreni interessati e della configurazione geometrica della palificata.

2.2.3.3 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base,

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

2.3 Descrizione campagna di indagine e sintesi risultati

Lo studio geologico, redatto dal dott. geol. E. Pinizzotto, è basato su apposita campagna di indagini geognostiche, costituita da:

- una perforazione a carotaggio continuo, spinta ad una profondità di 30 m dal p.c., nel corso della quale sono stati prelevati dei campioni rimaneggiati;
- n. 5 prove penetrometriche dinamiche tipo S.P.T. (Standard Penetration Test), eseguita facendo riferimento alla normativa ASTM 1586/68 "Penetration and Split-Barrel Sampling of Soil";
- indagini geofisiche;
- prove di laboratorio sui n. 6 campioni prelevati.

Propedeuticamente alla progettazione esecutiva si prevede l'esecuzione di ulteriori indagini geognostiche di approfondimento, che consentiranno di avere un quadro geotecnico più preciso e puntuale, sulla base del quale saranno ripetute ed aggiornate le verifiche contenute nella presente relazione.

2.3.1 Risultati perforazione di sondaggio

La colonna stratigrafica del suddetto sondaggio è riportata nell'elaborato *B.03 Indagini geologiche e geognostiche*, redatta a cura del dott. geol. E. Pinizzotto, cui si rimanda.

2.3.2 Risultati delle prove STP

Nella tabella seguente si riportano i risultati della prova eseguita.

N° Sondaggio	N° SPT	Profondità dal p.c. (m)	N° colpi
S1	1	2,00 - 2,45	56
S1	2	3,80 - 4,25	72
S1	3	6,30 - 6,58	R
S1	4	12,00 - 12,20	R
S1	5	13,50 - 13,60	R

Tabella 2-3 -Risultati prove SPT

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA**2.3.3 Indagini geofisiche**

Le indagini geofisiche sono consistite in:

- n° 2 transetti elettrici
- n° 1 transetto sismico tomografico
- n° 1 MASW secondo NTC 2018
- n° 1 sismica in foro del tipo Down Hole Onde P (Fase longitudinale)

Di seguito sono tabulate le quantità, le denominazioni e le configurazioni geometriche eseguite:

Riferimento tomografia Elettrica	N° Elettrodi	Distanza tra gli elettrodi (m)	Lunghezza (m)	Risoluzione (m)
TOMO_ERT1	24	3	72	1.5
TOMO_ERT2	24	3	72	1.5
Riferimento tomografia Sismica	N° Idrofoni	Distanza tra gli elettrodi (m)	Lunghezza (m)	Risoluzione (m)
TOMO_SISM	24	2	48	/
Riferimento MASW	N° Idrofoni	Distanza tra gli elettrodi (m)	Lunghezza (m)	Risoluzione (m)
MASW_1	24	2	48	/
Riferimento DH - Vp	N° Idrofoni	Distanza tra gli elettrodi (m)	Profondità (m)	Risoluzione (m)
DH_Vp	9	2	17	/

Tabella 2-4 - Elenco e configurazione prospezioni geofisiche eseguite.

2.3.3.1 Risultati prove tomografiche

La sezione tomografica di resistività n° 1 intercetta tre elettrostrati significativi: il primo più superficiale a bassa resistività, costituito da sedime di fondo (variabile da 6.30 a 8.00 metri di spessore). Il passaggio verticale al substrato alto resistivo è parzialmente graduale. Infatti, si intercetta prima un elettrostrato intermedio, presumibilmente costituito da materiale rimaneggiato e/o roccia molto fratturata (PIROCLASTITI). Il substrato più consistente meccanicamente presenta nel complesso una copertura variabile (sedime di fondo + piroclastiti) dai 9.0 ai 12.0 metri.

La sezione tomografica di resistività n° 2 intercetta tre elettrostrati significativi: il primo più superficiale a bassa resistività, costituito da sedime di fondo, mostra una disomogenea continuità laterale; ciò presumibilmente dovuta alla vicinanza al pontile e quindi alla presenza di blocchi delocalizzati e fondazioni profonde. Il substrato roccioso risulta molto articolato morfologicamente e presenta nel complesso una copertura totale variabile da 9.0 ai 12.0 metri.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

2.3.3.2 Risultati prove metodo MASW

Il metodo MASW è una tecnica d'indagine non invasiva che consente la definizione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori posti sulla superficie del suolo. L'obiettivo è raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo.

Index=9 Distance=0.000000m
RMSE = 14.380683 m/s

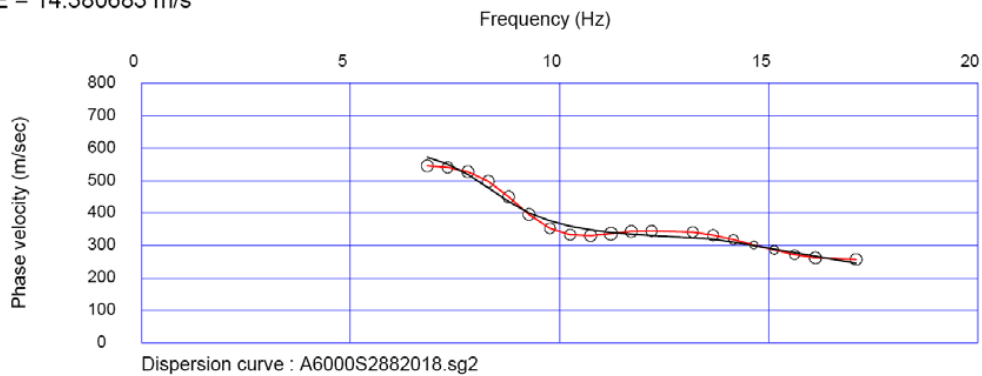


Figura 2-1-Confronto tra curva di dispersione teorica calcolata attraverso il modello di velocità teorico del sottosuolo con la curva sperimentale

2.3.3.3 Definizione suolo tipo (NTC 2018)

Utilizzando i valori del modello di velocità relativo alle onde di taglio fino alla profondità di 30 metri, è stato possibile definire la categoria di sottosuolo ai sensi del D.M 17/01/2018, che risulta appartenere alla CATEGORIA B.

Sismostrato	Profondità (m)	Spessore h (m)	V _s (m/s)	h/V _s (sec ⁻¹)	V _{s30} (m/s)
1	0.00	0.98	233.14	0.0042	401.92
2	0.98	8.25	310.34	0.0266	
3	9.23	6.90	321.33	0.0215	
4	16.13	1.00	429.98	0.0023	
5	17.13	12.87	641.86	0.0200	
CATEGORIA A			V _{s30} > 800 m/s		
CATEGORIA B			360 m/s < V _{s30} < 800 m/s		
CATEGORIA C			180 m/s < V _{s30} < 360 m/s		
CATEGORIA D			100 m/s < V _{s30} < 180 m/s		
CATEGORIA E			180 < V _s < 360 m/s con profondità del substrato (Vs > 800 m/sec) non superiore a 30 m.		

Tabella 2-5- Valori del modello di velocità relativo alle onde di taglio e categoria di sottosuolo

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

2.3.3.4 Definizione dei parametri geosismici

I campioni n° 1,2,3,4,5 sono stati sottoposti a prove geotecniche per l'individuazione delle caratteristiche fisiche, il campione n° 6 anche a prove meccaniche del tipo taglio diretto.

I parametri geosismici consentono di quantizzare il comportamento sismico di un pacchetto lito-stratigrafico, in termini di potere di trasmissione dell'energia sismica da una formazione all'altra. Tale caratteristica è legata all'impedenza sismica (IS) ed a due coefficienti ad essa dipendenti: coefficiente di rifrazione (t) e coefficiente di riflessione (ξ).

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei moduli elasto-dinamici relativi ai sismostrati individuati.

MODULI ELASTO-DINAMICI					
	1° sismostrato	2° sismostrato	3° sismostrato	4° sismostrato	5° sismostrato
VP (m/s)	1549.00	1634.00	1646.00	1766.00	2002.00
VS (m/s)	233.00	310.00	321.00	429.00	641.00
γ (g/cm ³)	2.06	2.08	2.08	2.11	2.16
σ	0.49	0.48	0.48	0.47	0.44
E (Kg/cm ²)	3393.36	6039.14	6479.53	11637.00	26140.17
Estat (Mpa)	14.05	34.52	38.53	96.06	339.48
K (Kg/cm ²)	48564.19	53588.33	54298.46	61478.96	75819.64
G (Kg/cm ²)	1139.92	2038.42	2188.69	3961.82	9058.28
M (Kg/cm ²)	50380.71	56633.54	57548.37	67136.91	88360.47
IS (t/m ² *sec.)	479.77	644.84	668.65	905.64	1385.82
t	1.15	1.02	1.15	1.21	0.00
ξ	-0.15	-0.02	-0.15	-0.21	1.00

Tabella 2-6- Valori dei moduli elasto-dinamici relativi ai sismostrati

2.3.3.5 Risultati tomografie sismiche

La tomografia sismica assiale di superficie è una tecnica che consente la ricostruzione in immagini della struttura interna del terreno, mediante l'impiego dei travel-time delle onde sismiche che si propagano dalla superficie. Lo scopo è di determinare un dettagliato andamento della distribuzione della velocità delle onde sismiche longitudinali nel sottofondo marino. Dal **modello di velocità** risulta che la Vp è compresa tra 900 m/sec e 2780 m/sec. Tali valori sono da attribuire alla variazione dello stato di addensamento della coltre di sedime di fondo superficiale ed alla consistenza dei sedimenti di natura prevalentemente piroclastica che costituiscono il substrato dell'area di studio. Si rileva, inoltre, che tali variazioni di velocità sono prevalentemente verticali. La sezione **anisotropia** data dal rapporto Vx/Vz, mostra che i valori variano da 0.99 a 1.00, pertanto si rileva un ammasso lungo la sezione prevalentemente isotropo.

2.3.3.6 Sismica in foro Vp

All'interno del sondaggio meccanico è stata eseguita una misura delle velocità di compressione Vp, alloggiando all'interno del foro una catena idrofonica con passo 2 metri di lettura e energizzazione con "offset" pari ad 1 metro.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

2.4 Inquadramento dell'area di intervento – modello geotecnico del sottosuolo

Così come si può evincere dalle indagini geognostiche e dal corrispondente profilo stratigrafico prodotto dal geologo incaricato e riportato nella Relazione Geologica, l'area oggetto di intervento è caratterizzata dalla presenza di uno strato superficiale di terreno di spessore pari a circa 90 cm costituito da **sabbie vulcaniche medio-grossolane poco addensate** di caratteristiche scadenti, motivo per il quale non è stato incluso nel profilo stratigrafico del modello di calcolo, di uno strato (compreso tra la profondità di 0,90 e 7,40 m) costituito da **piroclastiti sabbioso-limose addensate** e di uno strato costituito da **piroclastiti sabbioso-limose addensate alternate a breccie e lave vacuolari** a profondità comprese tra 7,40 e 30,00 m.

Alla base delle verifiche del complesso pali-terreno sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici costituenti la stratigrafia del substrato di riferimento come forniti nella Relazione Geologica, qui appresso riepilogati:

- **Piroclastiti sabbioso-limose addensate:**
 - angolo di attrito: 35,2°
 - peso di volume naturale: 16,30 kN/m³
 - peso di volume saturo: 18,26 kN/m³
 - coesione: 0,00 kN/m²
- **Piroclastiti sabbioso-limose addensate alternate a breccie e lave vacuolari:**
 - angolo di attrito: 35,2°
 - peso di volume naturale: 16,90 kN/m³
 - peso di volume saturo: 18,47 kN/m³
 - coesione: 0,00 kN/m²

Sulla base delle caratteristiche dei terreni desunte dalle indagini geognostiche e in funzione delle caratteristiche morfologiche del pendio in corrispondenza dell'opera è possibile anche stabilire la categoria topografica, indispensabile per la valutazione dell'azione sismica, che viene assunta come segue:

- condizioni topografiche: **T2** (*Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$*).

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

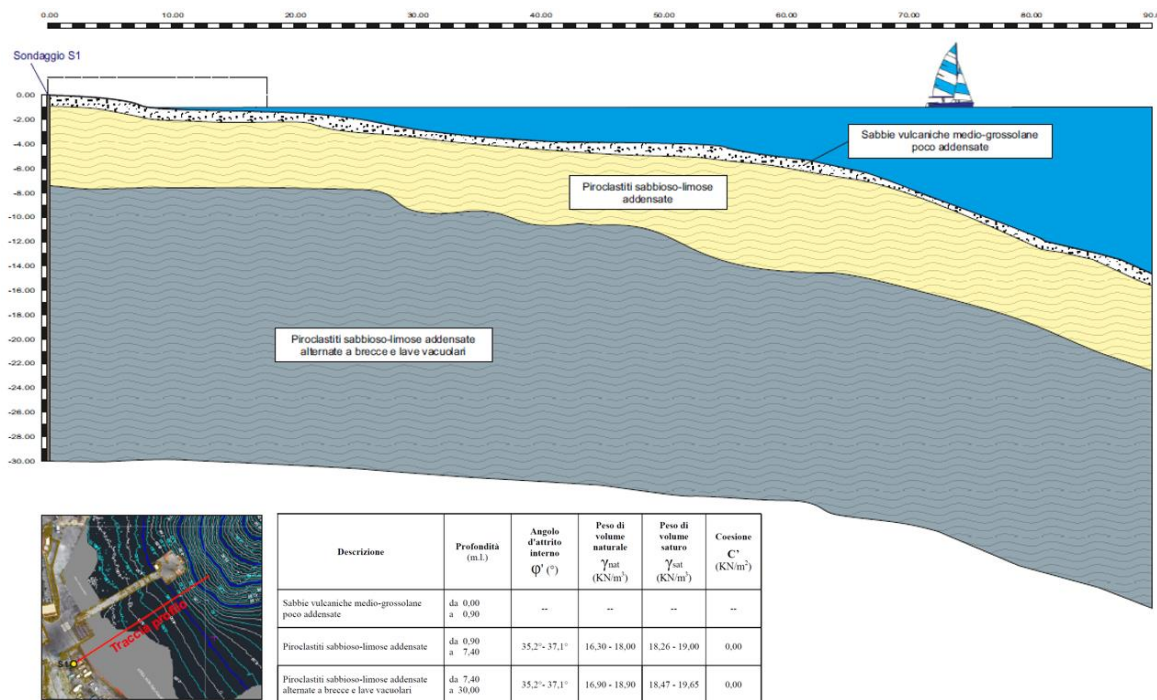


Figura 2-2- Profilo litologico SSW-NNE

2.5 Azioni sismiche

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 e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), 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} come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

- T^*_c valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_o e T^*_c , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

2.5.1 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli **Stati limite di esercizio (SLE)** che gli **Stati limite ultimi (SLU)** sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli **Stati limite di esercizio (SLE)** comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione 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 e 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 (SLU)** comprendono:

- **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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza 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 agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.1.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

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

Tabella 2-7 Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato - Rif. Tab. 3.2.I D.M. 17/01/2018

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1- P_{VR}) = - C_U V_N / \ln (1- P_{VR})$$

2.5.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

- h_i spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti 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> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 2-8 Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato - Rif. Tab. 3.2.II D.M. 17/01/2018

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle norme. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

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 2-9 Categorie topografiche - Rif. Tab. 3.2.III D.M. 17/01/2018

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

2.5.3 Valutazione dell'azione sismica

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad $a_g \geq 0,15g$.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- storia temporale del moto del terreno.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Quale che sia la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita ai paragrafi successivi.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione 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. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (vedi § 2.4 e § 3.2.1).

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi oppure l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

- T è il periodo proprio di vibrazione;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \cdot S_T$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

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

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

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

dove: T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

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

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

umentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_s , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_c che modifica il valore del periodo T_c .

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_o e T_c^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T_c^* è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 2-10 Espressioni di S_s e di C_c - Rif. Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

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 di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 2-11 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T - Rif. Tab. 3.2.V D.M. 17/01/2018

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

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

nelle quali:

- T è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);
- F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g susito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

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

I valori di a_g , F_o , S , η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , salvopiù accurate determinazioni, sono riportati nella Tab. 3.2.VI.

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 2-12 Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale - Rif. Tab. 3.2.VI D.M. 17/01/2018

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.V.

2.5.4 Vita nominale di progetto

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

tempo.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 2-13 Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni - Rif. Tab. 2.4.I D.M. 17/01/2018

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate.

Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

2.5.5 Classi d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- **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. 5/11/2001, 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.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

2.5.6 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

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

Tabella 2-14 Valori del coefficiente d'uso C_U - Rif. Tab. 2.4.II D.M. 17/01/2018

2.5.7 Valori caratteristici dell'azione sismica per il sito di interesse

Ai fini della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese, per il sito di interesse si assume:

- Vita Nominale $V_N = 50$ anni;
- Classe d'uso III $\Rightarrow C_U = 1,5$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni

I parametri sismici, ottenuti in funzione delle coordinate geografiche, della categoria di sottosuolo e della categoria topografica del sito di interesse, nonché in relazione alle assunzioni fatte in merito a vita nominale e classe d'uso, variano al variare del periodo di ritorno associato allo stato limite considerato e sono riportati nella figura che segue:

Parametri sismici	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [...]	T_C^* [s]
SLO	45	0,758	2,474	0,289
SLD	75	0,987	2,511	0,293
SLV	712	2,482	2,619	0,312
SLC	1462	3,131	2,697	0,319

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Accelerazione al suolo a_g [m/s ²]	$a_g/g = 0,253$	2,482
Massimo fattore amplificazione spettro orizz. F0		2,619
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*		0,312
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s	Tipo B	1,135
Coeff. amplificazione topografica S_T	T2	1,20
Coefficiente di riduzione (β_s)	C	0,28
Coefficiente di riduzione (β_{s2})		0,38
Coeff. di intensità sismica orizzontale (PC) - K_h [%] = 9,65		
Coeff. di intensità sismica orizzontale (A2-M2) - K_h [%] = 13,10		
Intensità sismica Verticale/Orizzontale		0,50

Figura 2-3 Parametri sismici caratterizzanti il sito di interesse

2.5.8 Suscettibilità alla liquefazione

I terreni interessati dalla progettazione devono risultare stabili nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche (es. sisma) che agiscono in condizioni non drenate. 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.

La verifica a liquefazione, facendo riferimento al punto 7.11.3.4.2 delle NTC 2018, può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) eventi sismici attesi di magnitudo M inferiori di 5;
- 2) accelerazioni massime attese al piano di campagna in assenza di manufatti minori di 0.1g;
- 3) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano di campagna per piano di campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

4) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{1cN} > 180$ 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_{1cN} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

5) distribuzione geometrica esterna alle zone indicate nella figura 2.4, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, e in Figura 2.5, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

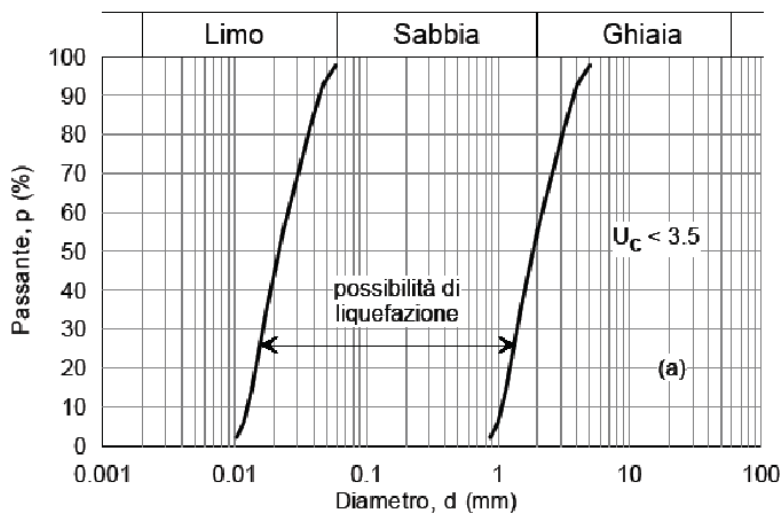


Figura 2-4-Fusi granulometrici per $U_c < 3.5$

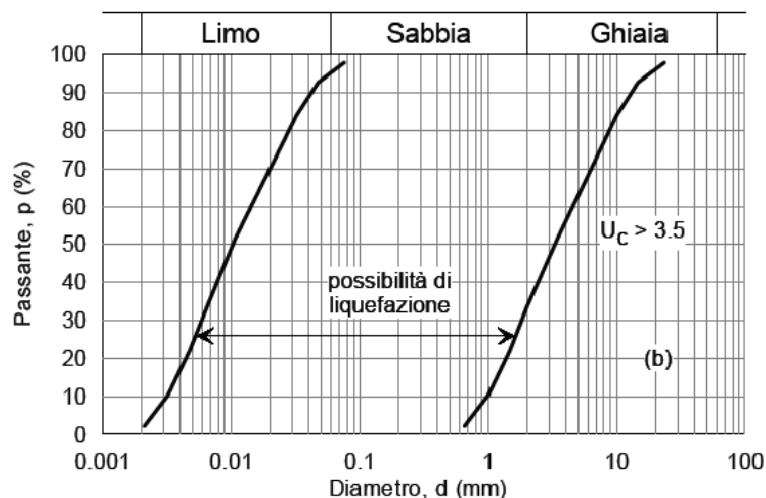


Figura 2-5-Fusi granulometrici per $U_c > 3.5$

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Nel caso in esame la condizione 1) non è soddisfatta, in quanto la zona delle Isole Eolie è stata interessata da eventi sismici di magnitudo superiore a 5. La condizione 2) non è soddisfatta come si evince dalla Tabella 14 in cui sono riportate le accelerazioni massime al suolo. Anche la condizione 3) non risulta soddisfatta, trattandosi di una struttura a mare.

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.

Dai risultati delle prove SPT eseguite, come si evince dalla tabella 2.3 del paragrafo 2.2.3 della presente relazione, la condizione 3 risulta verificata, di conseguenza è possibile escludere il fenomeno della liquefazione per il sito oggetto d'intervento.

Tali considerazioni saranno aggiornate a valle dei risultati delle ulteriori prove geognostiche da effettuarsi propedeuticamente alla progettazione esecutiva (vedi appendice A alla Relazione Generale).

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

3 RELAZIONE SUI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle opere in progetto, a cui si è fatto riferimento per la redazione dei calcoli di seguito riportati, sono le seguenti:

Pali di fondazione

- Calcestruzzo: **Rck \geq 45 MPa** (Classe C35/45)
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata **B450C**

Strutture in elevazione in calcestruzzo armato

- Calcestruzzo: **Rck \geq 45 MPa** (Classe C35/45)
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata **B450C**

Opere in calcestruzzo non armato o debolmente armato e opere in calcestruzzo armato in ambiente aggressivo (massiccio di sovraccarico, muri paraonde, massi pilonati e massi artificiali in genere per mantellate, muro di protezione foce torrente Bongiorno):

- Calcestruzzo: **Rck \geq 37 MPa** (Classe C30/37)

Strutture in elevazione in acciaio

- Acciaio laminato a caldo con profili HE ad ali larghe e parallele: **S275 UNI EN 10025**

Pietrame e Scogli naturali (mantellate, strati filtro, nuclei e scanni di imbasamento):

- Pietrame per scanno di imbasamento (peso singolo masso compreso tra 5 kg e 50 kg)
- Massi naturali di I categoria (peso singolo masso compreso tra 50 kg e 1,0 t)
- Massi naturali di II categoria (peso singolo masso compreso tra 1,0 e 3,0 t)

Il pietrame e gli scogli naturali dovranno avere adeguate caratteristiche in termini di compattezza, alto peso specifico, non gelività e inalterabilità alla salsedine.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Per quanto riguarda gli aspetti specifici relativi ai materiali in questione, ed in particolare quelli relativi all'identificazione, qualificazione ed accettazione, si fa riferimento al Cap. 11 del D.M. 17/01/2018.

Al fine di garantire la durabilità dell'opera, si prescrive in ciascuna parte dell'opera stessa un **copriferro almeno pari a 5 cm**.

3.1.1 Valori caratteristici e resistenze di calcolo

I valori caratteristici e le conseguenti resistenze di calcolo dei materiali in questione sono di seguito elencati:

CALCESTRUZZO Classe 35/45	
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media cilindrica	$f_{cm} = 45.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 3.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione caratteristica Frattile 5%	$f_{ctk,5} = 2.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione caratteristica Frattile 95%	$f_{ctk,95} = 4.36 \text{ N/mm}^2$
Modulo Elastico	$E_c = 34625.49 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Dilatazione Termica	$\alpha = 0.00001 \text{ 1/}^\circ\text{C}$

Tabella 3-1-Valori caratteristici – Calcestruzzo classe 35/45

ACCIAIO B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tabella 3-2-Valori caratteristici - Acciaio per armature

CALCESTRUZZO Classe 30/37	
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media cilindrica	$f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 2.89 \text{ N/mm}^2$
Modulo Elastico	$E_c = 33000 \text{ N/mm}^2$

Tabella 3-3-Valori caratteristici – Calcestruzzo classe 30/37

VALORI DI CALCOLO calcestruzzo classe 35/45 armato			
$\alpha_{cc} = 0.85$	$\gamma_c = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	
Resistenza di calcolo a compressione del cls		$f_{cd} = 21.2 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza di calcolo a trazione del cls		$f_{ctd} = 1.56 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza di calcolo dell'acciaio		$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$	
Tensione Tangenziale di aderenza acciaio-cls		$f_{bd} = 3.52 \text{ N/mm}^2$	
Deformazioni caratteristiche del cls (classe inferiore a C50/60)			
$\epsilon_{c2} = 0.20 \%$	$\epsilon_{c3} = 0.175 \%$	$\epsilon_{cu} = 0.35 \%$	$\epsilon_{c4} = 0.07 \%$

Tabella 3-4-Resistenze di calcolo materiali

VALORI DI CALCOLO calcestruzzo classe 30/37			
$\alpha_{cc} = 0.85$	$\gamma_c = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	
Resistenza di calcolo a compressione del cls		$f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$	
Resistenza di calcolo a trazione del cls		$f_{ctd} = 1.33 \text{ N/mm}^2$	
Deformazioni caratteristiche del cls (classe inferiore a C50/60)			
$\epsilon_{c2} = 0.20 \%$	$\epsilon_{c3} = 0.175 \%$	$\epsilon_{cu} = 0.35 \%$	$\epsilon_{c4} = 0.07 \%$

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

ACCIAIO S275	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{yt} = 430 \text{ N/mm}^2$

Tab. 3.4 Valori caratteristici - Acciaio da carpenteria

3.1.2 Prescrizioni specifiche per il calcestruzzo e la sua durabilità

Il calcestruzzo non armato o debolmente armato e quello armato in ambiente aggressivo dovrà rispettare le seguenti caratteristiche:

- Tipo di cemento: pozzolanico o d'altoforno con classe di resistenza 32,5 (marcato CE secondo UNI-EN 197-1);
- Classe di esposizione XS1;
- Rapporto a/c massimo: $a/c = 0.50$;
- Dosaggio minimo di cemento: 300 Kg/mc;
- Aggregato non gelivo: conforme e marcato CE secondo UNI EN 12620:2002,
- Dimensione massima 32 mm;
- Resistenza caratteristica: $R_{ck} = 37 \text{ MPa}$
- Classe di consistenza: la misura di consistenza, effettuata con la prova di
- Abbassamento al cono, dovrà indicare una classe pari a S4

Per il calcestruzzo armato in ambiente molto aggressivo si ha:

- Classe di esposizione XS3 (nella zona delle maree e degli spruzzi)
- Resistenza caratteristica: $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- Vita Utile: 50 anni
- Copriferro = 45 mm

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

- Tipo di cemento: pozzolanico o d'altoforno con classe di resistenza 32,5 (marcato *CE* secondo *UNI-EN 197-1*);
- Rapporto a/c massimo: $a/c = 0,45$;
- Dosaggio minimo di cemento: 340 Kg/mc;
- Aggregato non gelivo: conforme e marcato *CE* secondo *UNI EN 12620:2002*, dimensione massima 32 mm;
- Impermeabilità del calcestruzzo: secondo ISO 7031;
- Stagionatura: durante il periodo di stagionatura, le superfici del getto dovranno essere protette, o con la stessa cassetatura, ovvero con provvedimenti alternativi quali nebulizzazione di acqua, applicazione di membrane antievaporazione etc.
- Classe di consistenza: la misura di consistenza, effettuata con la prova di abbassamento al cono, dovrà indicare una classe pari a S3 (consistenza semifluida abbassamento da 100 a 150 mm), con aggiunta di additivi fluidificanti per mantenere basso il rapporto acqua-cemento.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) si può fare riferimento alla seguente tabella, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali riportate nella Tab. 4.1.IV della Circolare di applicazione del D.M. 14 Gennaio 2008.

C _{min}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi	
			C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35
C35/45	C45/55	molto aggr.	35	40	40	45

Tab. 3.4 Copriferri minimi in mm

Tali valori sono validi per costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tab. 2.4.I del D.M. 17/01/2018). Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di ulteriori 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

4 AZIONI DI CALCOLO, PRINCIPI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE RELATIVE PRESTAZIONI ATTESE

4.1.1 Classificazione e determinazione delle Azioni

Al fine della formulazione delle combinazioni di carico le azioni agenti sulla struttura possono essere considerate delle seguenti tipologie:

Azioni Permanenti

Permanenti Strutturali (G_1): p.p. degli elementi strutturali, travi, pulvino, impalcato, etc.;

Permanenti non Strutturali (G_2): p.p. degli elementi non strutturali: pavimentazione, pensilina, etc..

Azioni Variabili

Sovraccarico variabile 1 (Q_1): sovraccarico di 5 kN/m² uniformemente distribuito, come previsto per gli ambienti suscettibili di affollamento – Cat. C5 Tab.3.1.II del D.M. 17/01/2018;

Sovraccarico variabile 2 (Q_2): tiro bitta da 15 t, carico concentrato orizzontale nella zona riservata all'attracco degli aliscafi; tiro bitta da 3 t, carico concentrato orizzontale nella zona riservata all'attracco delle imbarcazioni private.

Sovraccarico variabile 3 (Q_3): forza di accosto pari a circa 20 kN, carico concentrato in corrispondenza del singolo parabordo cilindrico;

Azioni Sismiche (E): azione derivante dal terremoto (vedi capitolo 2.5);

Azioni Termiche (ΔT): azione derivante dalle variazioni termiche. Si assume una variazione uniforme volumetrica pari a $\Delta T = \pm 15^\circ$ per gli elementi strutturali in c.a. e $\Delta T = \pm 25^\circ$ per gli elementi strutturali in acciaio, come prescritto dal D.M. 17/01/2018.

Azioni Eccezionali (A): Sottospinta sull'impalcato derivante dall'azione del moto ondoso.

4.1.2 Combinazioni delle azioni

Stati limite ultimi

Le sollecitazioni di progetto vengono ricavate applicando le specifiche combinazioni di carico previste dalla normativa per gli Stati Limite Ultimi.

La formula di combinazione adottata per lo SLU è la seguente (combinazione fondamentale):

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Con:

G_1 carichi permanenti strutturali;

G_2 carichi permanenti non strutturali;

P pretensione e precompressione;

Q_{k1} valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} valore caratteristico dell'i-esima azione variabile agente contemporaneamente a quella dominante;

γ_{Gi} , γ_P e γ_{Qj} coefficienti parziali di sicurezza;

ψ_{0i} coefficienti di combinazione.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma.

Le sollecitazioni con cui sono state progettate le strutture sono state quindi ricavate considerando la struttura in assenza di sisma e in presenza di sisma, applicando in quest'ultimo caso la formula seguente:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2}$$

con:

E valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 carichi permanenti strutturali;

G_2 carichi permanenti non strutturali;

P pretensione e precompressione;

Q_{ki} valore caratteristico delle azioni variabili;

ψ_{21} coefficienti di combinazione.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle NTC 2018 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(4)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽⁴⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 4-1-Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU Rif. Tab. 2.6.I D.M. 17/01/2018

Per le verifiche agli stati limite strutturali si considereranno i coefficienti di cui alla colonna A1.

I valori dei coefficienti di combinazione utilizzati sono di seguito definiti:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 4-2 - Valori dei coefficienti di combinazione Rif. Tab. 2.5.I D.M. 17/01/2018

Stati limite di esercizio

Allo Stato limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state progettate le strutture sono state ricavate applicando le combinazioni di carico previste dalla normativa.

Le combinazioni previste per gli SLE sono le seguenti:

$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$ combinazione caratteristica (rara)

$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$ combinazione frequente

$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$ combinazione quasi permanente

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

dove ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione prima esplicitati atti a definire, con riferimento alle azioni variabili, rispettivamente, il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili, il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità e la media della distribuzione temporale dell'intensità.

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico variabile è stata considerata quale sollecitazione di base, dando origine a diversi valori combinati. Per ognuna delle condizioni ottenute, in funzione dell'elemento sono state effettuate le verifiche allo SLE.

Per le costruzioni in zona sismica si definisce quale stato limite di esercizio lo stato limite di danno, per il quale si richiede che la costruzione nel suo complesso non debba subire danni gravi in conseguenza di eventi sismici che abbiano una minore intensità ma una probabilità di accadimento superiore a quella dell'azione sismica di progetto.

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo stato limite di danno, è stata combinata con le altre azioni mediante la medesima combinazione sismica vista al per gli SLU.

4.1.3 Tiro alla bitta

Al fine di valutare l'entità delle forze di ormeggio esercitate sulle banchine di progetto, per il calcolo dell'azione del vento sulle imbarcazioni si è scelto di utilizzare l'espressione di NICHOL, secondo la quale:

$$F=0,72 E D S V^2$$

dove:

- F è la forza del vento [N]
- E è l'area della sezione trasversale della parte emergente del natante [m²]
- D è un fattore di direzione funzione dell'angolo di incidenza del vento
- S è un fattore di schermo in funzione della posizione dell'imbarcazione rispetto alle altre ed alla direzione del vento (prima fila: $S=1$; seconda fila: $S=0,5$; terza fila: $S=0,3$)
- V è la velocità del vento, pari a 20 m/s (circa 39 nodi).

Per la determinazione del fattore di direzione, D , si fa riferimento al grafico riportato nella figura seguente:

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

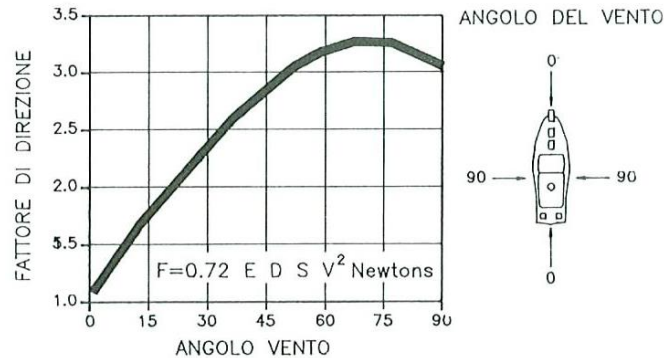


Fig. 4.1 Fattori di direzione per il calcolo delle sollecitazioni del vento sugli ormeggi

Da cui, considerando un angolo del vento pari a 75°, si è ricavato un fattore $D=3,3$

Nel presente progetto, sono stati considerati due casi nel calcolo del tiro alla bitta e corrispondono rispettivamente a quello di:

- un *aliscafo* di larghezza 40 m, che espone un'area laterale di circa 285 m², per il quale il tiro alla bitta, riferito a tutta l'imbarcazione, è pari a 27,1 t. La forza ottenuta va ripartita sui punti di ormeggio utilizzati dal natante, pertanto, assumendo l'utilizzo di almeno due bitte, l'azione sul singolo punto d'ormeggio può essere considerata, a favore di sicurezza, pari a **15 t**.
- uno yacht di 15 m, che espone un'area laterale di 30m², per il quale il tiro alla bitta è pari a 2,9 t. L'azione sul singolo punto d'ormeggio può essere considerata, a favore di sicurezza, pari a **3 t**.

4.1.4 Forza di accosto

Di seguito viene calcolata l'energia che la nave scarica sui parabordi della banchina.

Le caratteristiche della nave utilizzata per il dimensionamento della struttura sono le seguenti:

- dislocamento M_D (t): 129
- lunghezza fuori tutto L_{OA} (m): 32
- larghezza B (m): 6,8
- immersione a pieno carico D (m): 4,2

La velocità della nave durante l'accosto è stata valutata tenendo conto una manovra di ormeggio con difficoltà ma in acque protette. Si è quindi assunta la velocità di accosto pari a 0,0835m/s che deriva dalla relazione consigliata in letteratura di $V = 0.464 \times M_D^{-0.353}$.

La nave può accostare alla banchina lungo il la fiancata o di poppa. La verifica per il dimensionamento dei parabordi è stata effettuata in ambo i casi.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

L'energia che la nave in fase di accosto laterale trasmette ai parabordi è data dalla relazione:

$$E = M_D \cdot \frac{v^2}{2} \cdot C_m \cdot C_e \cdot C_c \cdot C_s$$

mentre per accosto di poppa è pari a:

$$E = M_D \cdot \frac{v^2}{2}$$

nelle quali:

- M_D è il dislocamento (t);
- v è la velocità di accosto della nave di progetto (m/s);
- g è l'accelerazione di gravità (m/s^2);
- C_m è il coefficiente di massa virtuale;
- C_e è il coefficiente di eccentricità;
- C_c è il coefficiente di profilo dell'approdo;
- C_s è il coefficiente di flessibilità.

Il coefficiente di massa virtuale o idrodinamico è dovuto al fatto che l'energia trasmessa al parabordo è dovuta, oltre che alla massa in movimento della nave, anche alla massa dell'acqua che la nave trascina durante la manovra. Nel caso in cui l'approdo avvenga lateralmente $C_m=1+(2D/B)$, per cui il coefficiente di massa virtuale è pari a 2,235.

Il coefficiente di eccentricità, C_e , tiene conto dell'energia dissipata nella rotazione della nave quando il punto d'impatto non è opposto al baricentro della nave stessa. Nel caso di accosto laterale, a causa del non perfetto parallelismo fra la nave e l'allineamento dei parabordi, si suppone che il primo urto avvenga ad una distanza dalla prua pari a circa 1/4 della lunghezza della nave, si ha che l'energia che deve essere assorbita dai parabordi è una quota parte dell'energia cinetica della nave, in quanto la rimanente parte è necessaria per il movimento rotatorio intorno al centro istantaneo di rotazione costituito dal contatto nave-parabordi. Il coefficiente di eccentricità in questo caso è fornito dalla relazione:

$$C_{ecc} = (K^2 + R^2 \cos^2 \gamma) / (K^2 + R^2)$$

nella quale:

K raggio giroscopico della nave rispetto al proprio asse verticale baricentrico pari a

$$K = [(0.19 \cdot C_B) + 0.11] \cdot L_{BP};$$

R distanza tra il centro di gravità della nave ed il punto di contatto nave-parabordo,

$$\text{calcolabile come } R = \sqrt{\left[\frac{L_{BP}}{2} - x\right]^2 + \left[\frac{B}{2}\right]^2};$$

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

C_B è il coefficiente di blocco calcolabile come $C_B = 1 + \frac{M_D}{L_{BP} B D \rho_w}$ con ρ_w densità dell'acqua di mare pari a 1.025 t/m^3 ;

x è la distanza del punto di contatto dalla prua pari a circa il 25% della L_{BP} ;

γ è l'angolo di accosto pari a $\gamma = 90^\circ - \alpha - a \cos \left[\frac{B}{2R} \right]$;

α angolo che l'asse della nave forma con il filo della banchina (generalmente $\alpha \geq 10^\circ$)

Per semplicità, si può considerare, secondo le "Raccomandazioni tecniche per la progettazione dei porti turistici, PIANC, $C_{ecc} = K^2 / (K^2 + R^2)$. Si ottiene pertanto $C_{ecc} \approx 0,47$, valore approssimato a 0,50.

Il coefficiente di profilo dell'approdo, C_c , tiene conto dell'effetto prodotto dalla massa d'acqua che si trova tra la nave e la banchina e che tende a rallentare l'accosto. Tale coefficiente è stato posto uguale a 0.9 per accosto laterale.

Il coefficiente di flessibilità tiene conto dell'energia assorbita dalle deformazioni elastiche che lo scafo della nave subisce nell'impatto con il parabordo. In via cautelativa tale coefficiente è stato trascurato.

Riepilogando i coefficienti correttivi valgono:

$$C_m = 2,23;$$

$$C_{ecc} = 0,5;$$

$$C_c = 1;$$

$$C_s = 1.$$

Tenendo quindi conto della massa della nave di progetto, della sua velocità di ormeggio, della manovra di approdo e dei vari coefficienti correttivi, l'Energia Normale (E_N) che viene trasmessa al parabordo è pari a:

$$E \approx 5 \text{ kNm nel caso di accosto laterale}$$

$$E \approx 4 \text{ kNm nel caso di accosto di poppa}$$

Nel caso di accosto laterale l'energia si scarica prevalentemente su un solo parabordo, quindi:

$$E = 5/1 = 5 \text{ kNm}$$

Quando l'accosto è di poppa, supponendo perpendicolarmente alla banchina, l'energia si suddivide equamente almeno su due parabordi, pertanto si avrà:

$$E = 4/2 = 2 \text{ kNm}$$

Risulta quindi evidente che la situazione più gravosa si verifica nel caso di accosto laterale.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Optando per una soluzione con parabordi cilindrici di lunghezza pari a 1,5 m, l'energia massima assorbita da ciascun parabordo è:

$$E = 5/2 = 2,5 \text{ kNm}$$

Il tipo di parabordo scelto per questo tipo di urti è un parabordo cilindrico con le seguenti caratteristiche (di uso comune per l'accosto degli aliscafi appartenenti alla flotta Liberty Lines):

- diametro esterno: 400 mm
- diametro interno: 200 mm
- lunghezza: 1500 mm

4.1.5 Azioni indotte dal moto ondoso

Le azioni esplicitate dal moto ondoso sono suddivisibili in forze orizzontali agenti sui pali e forze verticali agenti sull'impalcato. I valori di tali azioni sono stati valutati sulla base dei risultati riportati nell'elaborato *D.01 Studi su modello matematico – studio meteomarinario*.

4.1.5.1 Forze verticali, indotte dal moto ondoso, sull'impalcato

Le forze applicate dal moto ondoso incidente un pontile con impalcato più basso delle creste ondose massime possono essere dirette dal basso verso l'alto o viceversa.

Le azioni verso il basso possono risultare significative soltanto nel caso di strutture diverse da quella di progetto, ad esempio nel caso di strutture localizzate a tergo di dighe sormontabili e pertanto raggiungibili da masse d'acqua di overtopping (solo dall'alto).

Nello specifico, al contrario, si tratterebbe di azioni potenziali concomitanti con le eventuali spinte verso l'alto, di intensità notevolmente minore e comunque riduttive delle stesse: non computarle, come usuale della progettazione di settore, risulta pertanto di natura cautelativa.

In ogni caso i provvedimenti adottati per ridurre gli effetti delle uplift forces (adozione di ampie aree orizzontali di sfianto e di elementi di impalcato massicci) sono validi anche per eliminare la teorica azione verso il basso.

La pressione verticale, valutata secondo la teoria di *J. Overbeek e M. Klabbers*, diretta verso l'alto esercitata dal moto ondoso sull'intradosso dell'impalcato è di due tipologie, sfalsate temporalmente tra loro:

a) *impact uplift pressure*: pressione verticale diretta verso l'alto a carattere impulsivo di brevissima durata ma di elevata intensità. Tale pressione è pari a:

$$P_{ve \text{ impact}} = c \rho g H_{\max} = 10,74 \text{ t/m}^3$$

con

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

$c \Rightarrow$ valore costante=1,5

$\rho g \Rightarrow$ peso specifico dell'acqua marina= 1,025 t/m³

$H_{max} \Rightarrow$ altezza d'onda massima= 1,8 $H_s = 1,8 \times 3,88 = 6,98$

Considerando che la pressione di impatto è di breve durata (impulsiva), è possibile considerarne solo 1/3. Per cui: $P_{ve \text{ impact}} = 3,58 \text{ t/m}^2$

b) *slowly varying uplift pressure*: pressione verticale diretta verso l'alto a lenta variazione (è la pressione idrostatica esercitata dall'innalzarsi del livello marino dovuto al passaggio dell'onda). Tale pressione è pari a:

$$P_{veslowlyvarying} = 1,0 \rho g (H_{cr} - d_c) = 3,678 \text{ t/m}^2$$

Con :

$H_{cr} \Rightarrow$ cresta d'onda sopra il l.m.m. valore valutato con l'abaco di fig. 7-69 del SPM '84,

per $\eta_c/H_{adottata} = H_{cr}/H_{max} = 0,75$

Da cui risulta : $H_{cr} = 5,238 \text{ m}$

$d_c \Rightarrow$ altezza dell'intradosso dell'impalcato sopra il l.m.m.=1,65 m

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

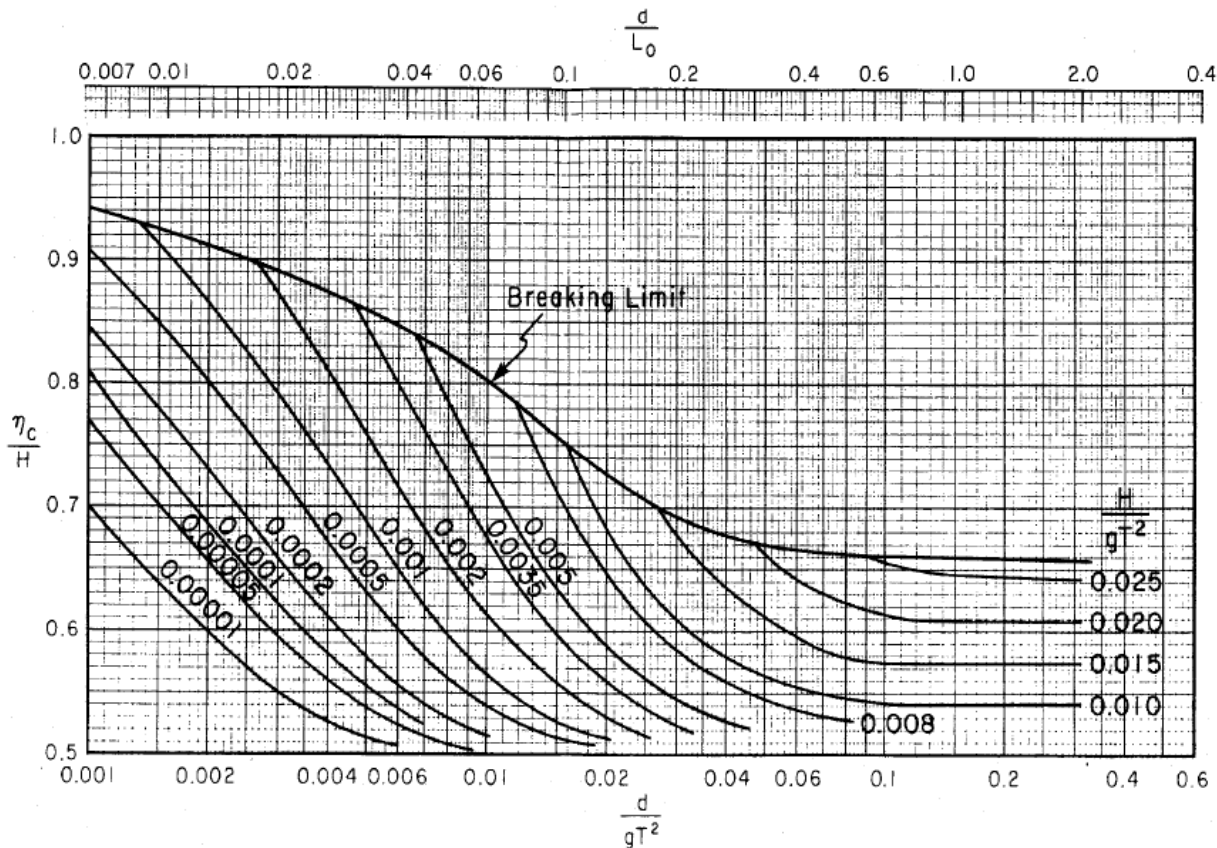


Figure 7-69. Ratio of crest elevation above still-water level to wave height.

Figura 4-1-Abaco fig. 7-69 SPM '84

4.1.5.2 Forze orizzontali, indotte dal moto ondoso, sui pali

Le forze applicate dal moto ondoso incidente il pontile sui pali verticali di fondazione sono state determinate mediante l'espressione dovuta a Morison et alii (1950) che considera separatamente la forza dovuta all'inerzia (F_{im}) dell'acqua in movimento legata all'accelerazione delle particelle d'acqua e la forza dovuta al trascinamento (F_{Dm}) legata alla velocità delle particelle d'acqua.

$$F = F_{im} + F_{Dm} = C_M \rho g \pi D^2 / 4 K_{im} + C_D 0,5 \rho g D H^2 K_{Dm}$$

In cui:

- I coefficienti C_D e C_M dipendono dal numero di Reynolds dell'onda
- I fattori K_{im} e K_{Dm} dipendono dalla teoria dell'onda che investe il palo.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

I diagrammi dei valori massimi degli integrali ottenuti utilizzando la teoria della funzione di corrente (Stream-function theory, Dean, 1965), permettono di calcolare i valori massimi delle forze di trascinamento e di inerzia e dei relativi momenti. K_{im} e K_{Dm} , si possono ricavare rispettivamente dagli abachi riportati in seguito, in funzione termine adimensionale d/gT^2 e del termine H_b .

Nel caso in esame si avrà:

H=	3,88 m	altezza onda di progetto
d=	10,00 m	profondità fondale
T=	8,01 s	periodo dell'onda
L_0 =	70,98 m	lunghezza d'onda a largo
L=	70,98 m	lunghezza dell'onda nel palo
u_{max} =	2,15 m/s	velocità
D=	1,00 m	diametro palo
ρ =	1025,2 kg/m ³	densità dell'acqua di mare
d/gT^2 =	0,0159	
H_b =	7,54 m	ottenuto tramite l'abaco di Le Mehaute in funzione di d/gT^2
K_{im} =	0,39	
K_{Dm} =	0,37	
C_M =	1,5	
C_D =	0,7	

Si riportano a seguire gli abachi utilizzati

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

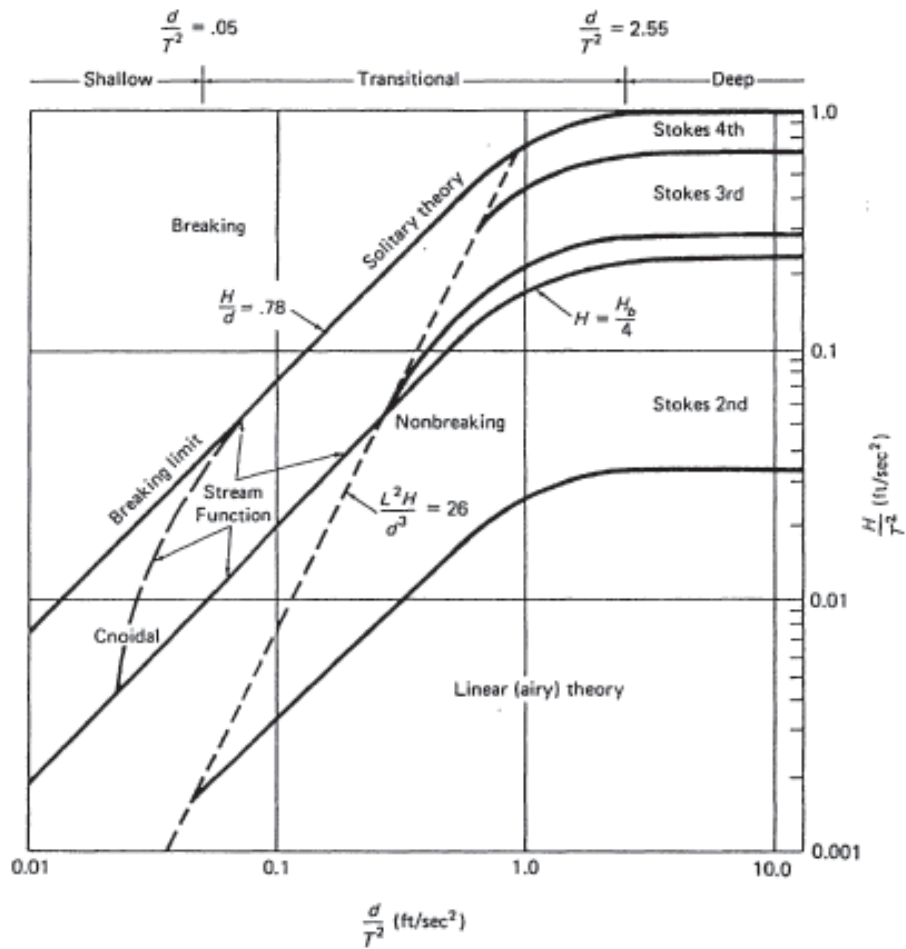


Figura 4-2-Abaco di Le Mehaute

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

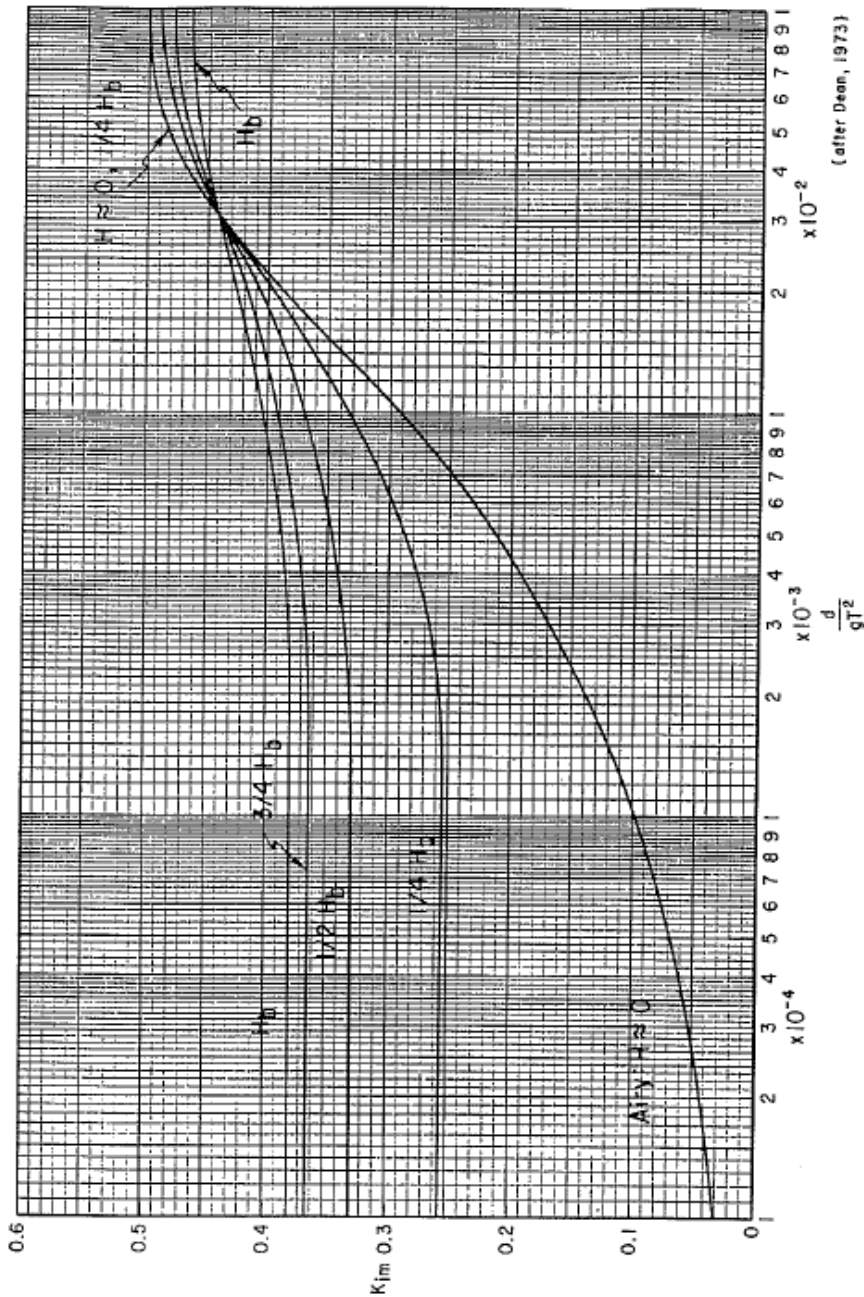


Figure 7-71. K_{Lm} versus relative depth, d/gT^2 .

Figura 4-3- Abaco Kim – fig. 7-71 SPM '84

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

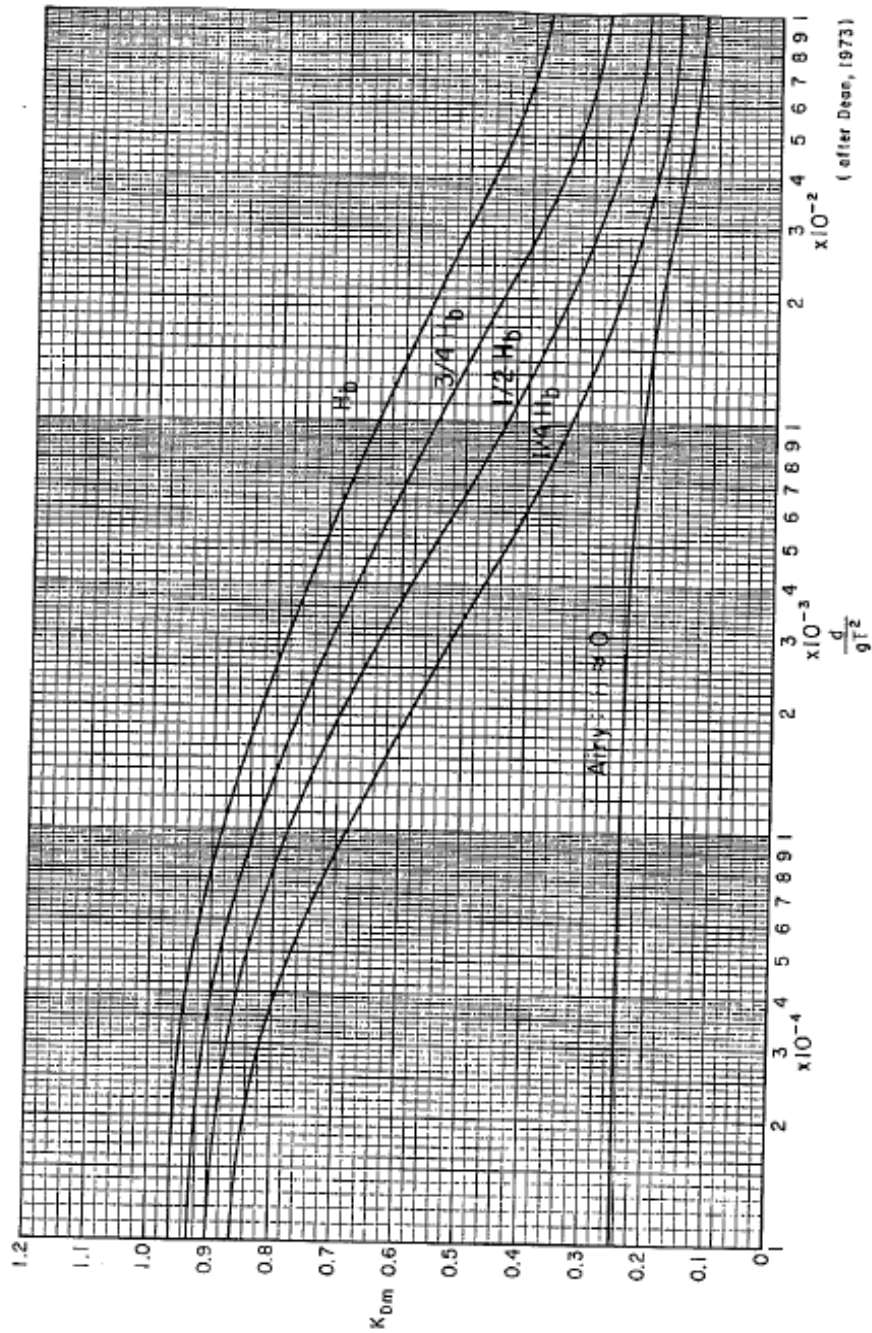


Figure 7-72. K_{Dm} versus relative depth, d/gT^2 .

Figura 4-4- Abaco K_{Dm} - fig. 7-72 SPM '84

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

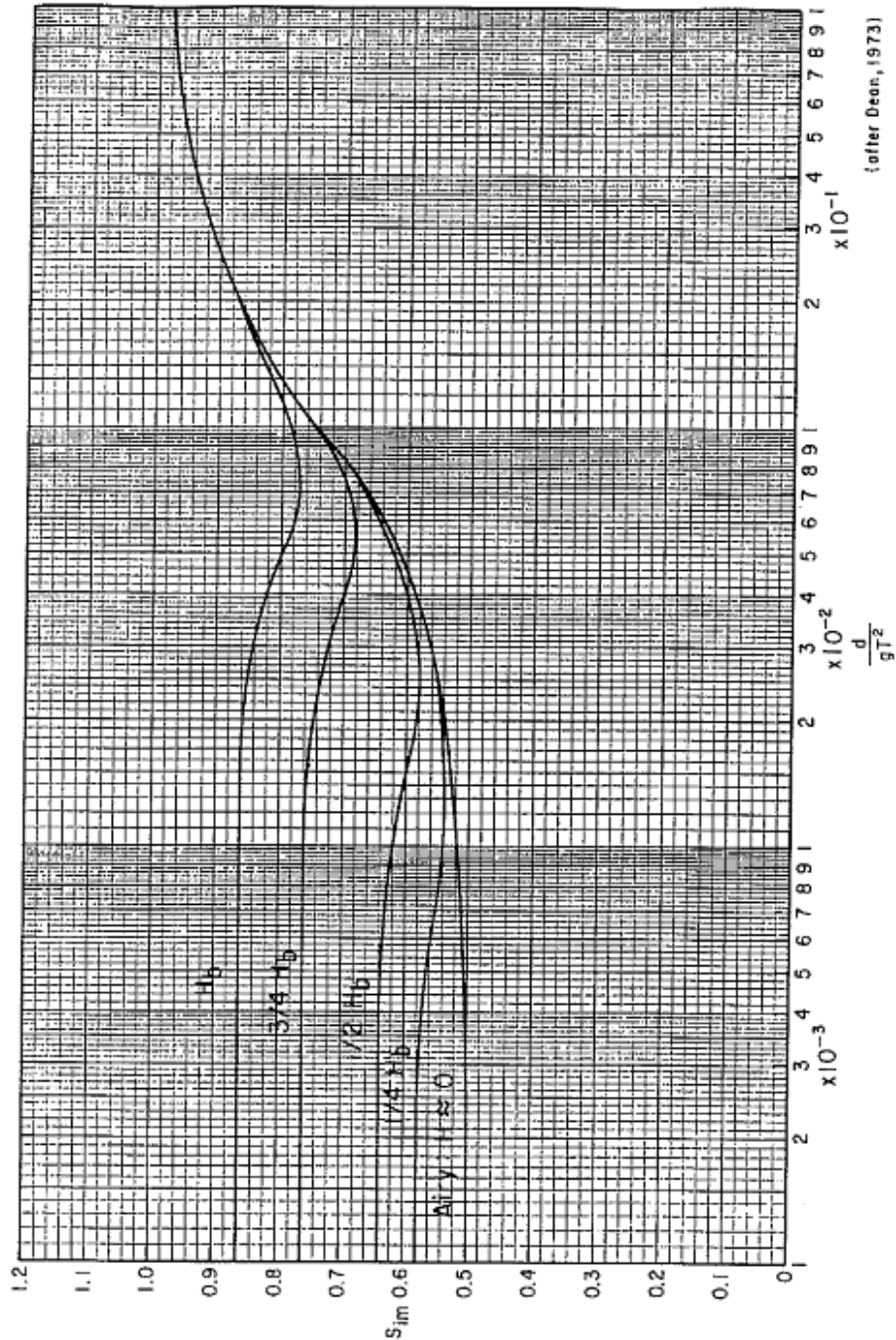


Figure 7-73. Inertia force moment arm, S_{im} , versus relative depth, d/gT^2 . (after Dean, 1973)

Figura 4-5- Abaco Sim - 7-73 SPM '84

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

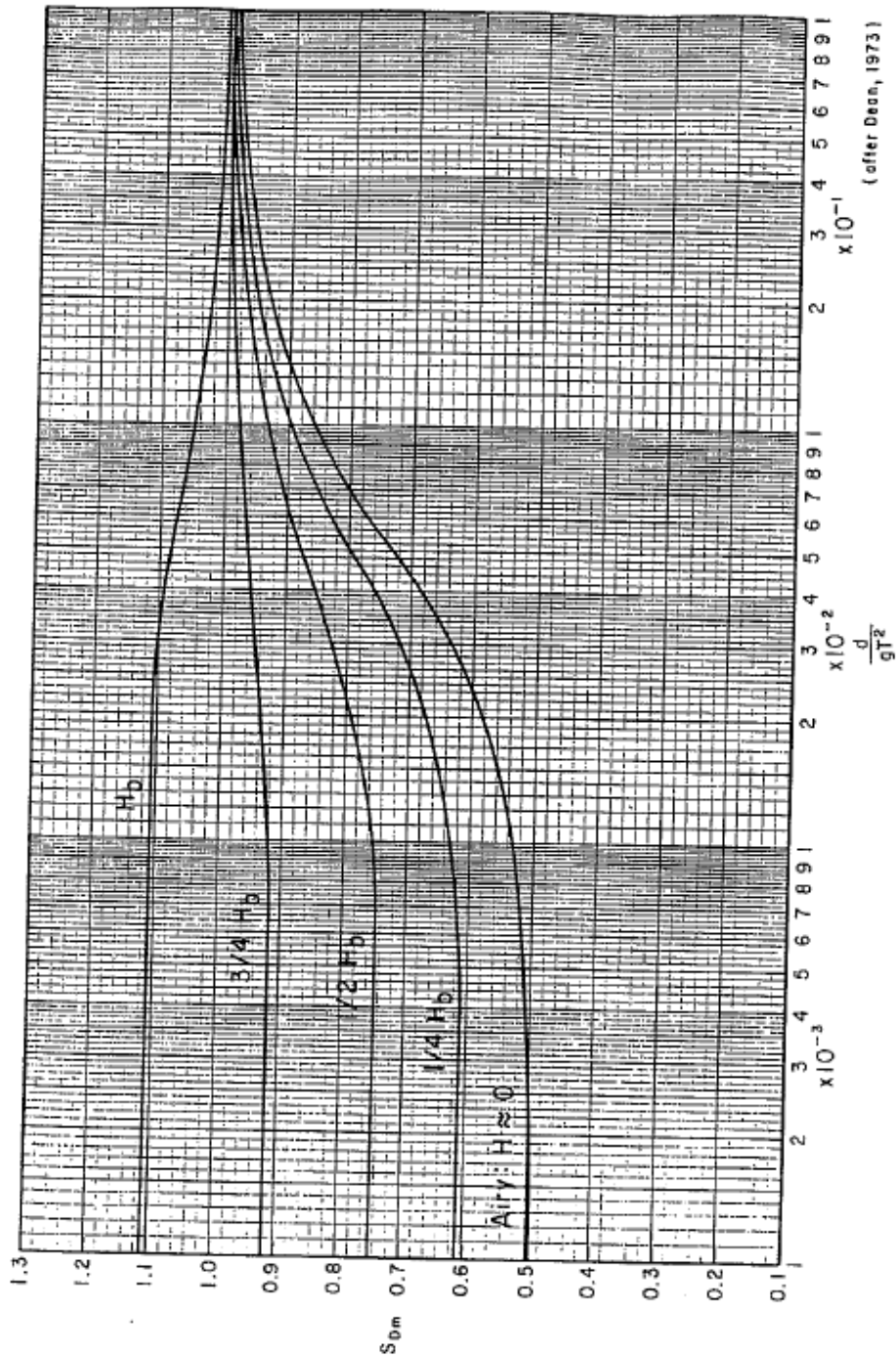


Figure 7-74. Drag force moment arm, S_{Dm} , versus relative depth, d/gT^2 .

Figura 4-6- Abaco S_{Dm} - fig.7-74 SPM '84

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

In conclusione si avrà:

$$F=F_{im}+F_{Dm}=17911+19587=37498 \text{ N} \Rightarrow 38 \text{ kN}$$

Dall'analisi effettuata sulla struttura si desume che le azioni taglianti sui pali in condizioni sismiche sono sempre maggiori del valore derivante dall'azione del moto ondoso. Le verifiche effettuate sono quindi certamente valide anche per le azioni dovute all'azione del moto ondoso in quanto lo stesso risulta essere inferiore all'azione sismica. Infatti, il minor tagliante di piano, agente sul secondo impalcato, è pari a 86 kN (vedi elaborato *D.04 TABULATI DI CALCOLO PONTILE*).

4.1.6 Pensilina di arredo

La pensilina sarà costituita da una struttura in acciaio e copertura in lastre di policarbonato. La progettazione della suddetta e della connessione con la struttura principale è rimandata al progetto esecutivo.

In questa fase è stato considerato un carico permanente di 50 kg/mq e un'azione del vento, valutata per un'altezza media di 3,50 m, pari a 105 kg/mq. I suddetti carichi sono stati determinati sulla base di strutture analoghe calcolate dallo scrivente realizzate del territorio del Comune di Lipari.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

5 DIMENSIONAMENTO AVANZAMENTO BANCHINA

5.1.1 Descrizione

Come anticipato, ai fini dell'abbattimento dei fenomeni di risacca, è previsto l'avanzamento di 8 m della banchina di riva, mediante un sistema di massi pilonati intervallati da campi in scogliera di massi naturali di II categoria.

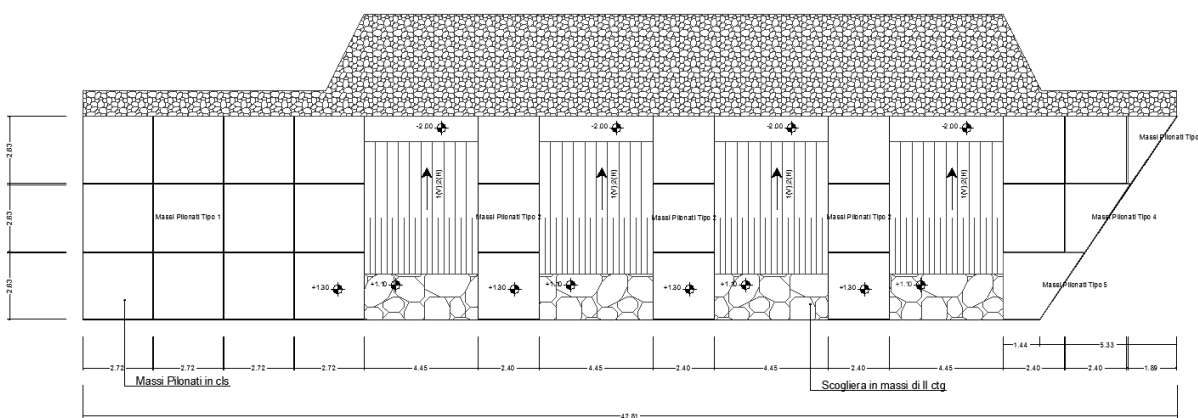


Figura 5-1-Pianta banchina di riva di progetto

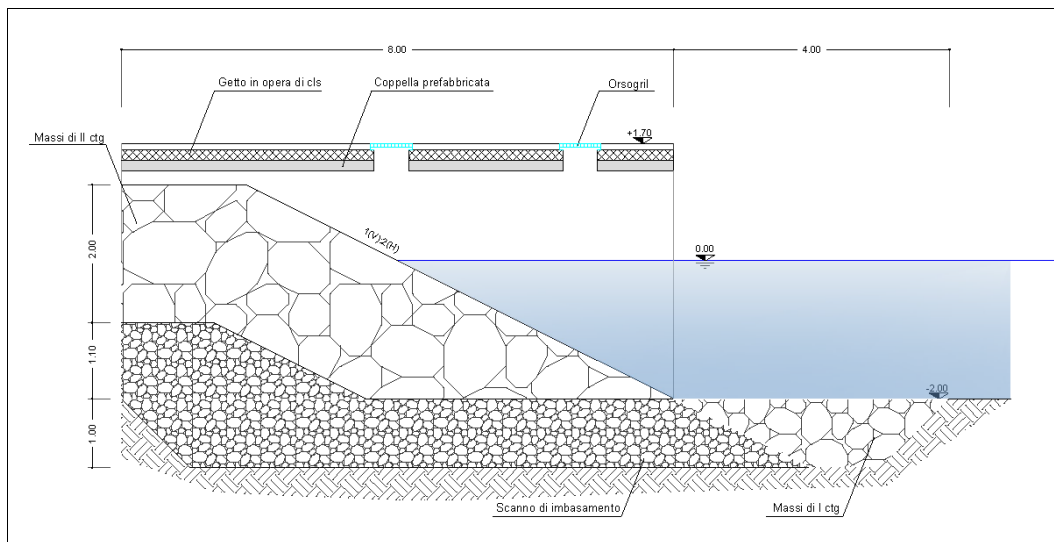


Figura 5-2- Sezione tipo banchina di riva

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

La suddetta banchina avrà una lunghezza di 42,80 m con piano di calpestio a quota +1,70 s.l.m.m.. Il collegamento al pontile di progetto avverrà mediante due rampe: una per raggiungere la quota di + 2,00 s.l.m.m. ed una per raggiungere la quota di +1,10 s.l.m.m.

La banchina, in direzione longitudinale, per 11 m, in corrispondenza del giunto con il pontile, sarà costituita da 4 file ciascuna formata da tre coppie massi pilonati in cls di dimensioni m 2,72 x 2,63 x 1,15 oltre getto di completamento in opera.

Per i successivi 25,00 m si alterneranno dei tratti di scogliera di dimensioni m 4,45 x 8,00, con pendenza 1:2 e file di 3 coppie di massi pilonati delle dimensioni di m 2,40 x 2,63 x 1,15, oltre getto di completamento

L'ultimo tratto sarà costituito da massi pilonati speciali a raccordare la banchina di progetto a quella esistente.

I massi pilonati saranno collocati su scanno di imbasamento in pietrame 5-50 kg dello spessore di 0,50 m, mentre la scogliera sarà impostata su uno scanno di imbasamento di h=1,00 m, costituito da massi del peso singolo compreso tra 50 e 500 kg e protetta al piede con una berma in massi di I categoria.

L'impalcato, di spessore complessivo di 0,30 m, sarà costituito da coppelle prefabbricate di 0,15 m e getto di completamento in cls di 0,15 m. La pavimentazione in pietra lavica avrà uno spessore di 0,10 m.

5.1.2 Calcolo Soletta**5.1.2.1 Prima fase: verifica coppelle**

Si considerano le coppelle prefabbricate dello spessore di 15 cm semplicemente appoggiate alle travi portanti, con luce di calcolo massima pari a 4,45 m e sottoposte al peso proprio ed a quello del getto di completamento.

Modello di calcolo: Trave appoggiata con carico uniformemente distribuito

Analisi dei carichi unitari (per mq di impalcato):

p.p. coppelle (G_1) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,15 \text{ m} = 375 \text{ kg/m}^2$

p.p. getto di completamento (G_2) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,15 \text{ m} = 375 \text{ kg/m}^2$

La modellazione, il calcolo e la verifica sono stati effettuati con l'ausilio del software strutturale "WinStrand" prodotto dall'Enexsys s.r.l. di Casalecchio di Reno (BO), e manualmente per quanto riguarda le verifiche a taglio. Per l'illustrazione delle caratteristiche dimensionali e delle condizioni e combinazioni di carico del modello adottato, nonché per i risultati in termini di parametri di sollecitazione, tensioni e verifica delle sezioni si riportano a seguire i relativi tabulati di calcolo:

TABULATI VERIFICA COPPELLE

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali
1	calcestruzzo	Rett.	B= 100 H= 15 [cm] Trave

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Condizioni e combinazioni di carico

Condizioni di carico definite:

- Cond. 1 Peso proprio
- Cond. 2 Getto di completamento

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

	1	Fondamentale
Comb. \ Cond	1	2
	1	1.3000
		1.3000

Carichi applicati agli elementi

Carichi distribuiti

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	Xi [m]	qxi [kg/m]	qyi [kg/m]	qzi [kg/m]	Xj [m]	qxi [kg/m]	qyi [kg/m]	qzi [kg/m]
3	4	4.45	1	0.00	0.0	375.0	0.00	4.45	0.0	375.0	0.0
			2	0.00	0.0	375.0	0.00	4.45	0.0	375.0	0.0

Sollecitazioni nelle travi

Convenzioni adottate

Comb.	Nodo	N [kg]	T1-2 [kg]	T1-3 [kg]	Mt [kgm]	M1-3 [kgm]	M1-2 [kgm]
1	3	0.00	2196.4	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	0.00	2196.4	0.00	0.00	0.00	0.00

Verifiche coppelle - MOMENTO FLETTENTE

Sezioni Impiegate: Trave

Sezione Numero	Dimensioni	Calcestruzzo	f _{cd} [kg/cm ²]	Acciaio	f _{yd} [kg/cm ²]	Copriferro Es [mm]	Copriferro In [mm]
1	B 100 [cm] H 15 [cm]	C35/45	198.3	B 450 C	3600.0	50.00	50.00

Verifiche Travate :

Travata: 1 Travata 3 4

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _T [kg/m]	M _{rif} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d
3	0.20	0.00	9.68			0.00	2089.8	0.36	-419.7	-2847.1	0.28
Camp.	2.42	0.00	10.78	975.0	1206.7	0.00	2280.0	0.40	-2413.4	-3123.3	0.31
4	4.65	0.00	9.68			0.00	2089.8	0.36	-491.7	-2847.1	0.28

Verifiche coppelle - TAGLIO

Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio

(par. 4.1.2.1.3.5.1 del D.M. 17/01/2018)

Taglio di Calcolo V_{Ed} = T1-2 = 2196.4 kg

d= 100 mm

k= 2.41 > 2 per cui si adotta k=2

V_{min}= 0.802

ρ_l= 0.012 < 0.02

σ_{cp}= 0

b_w= 1000mm

Resistenza al taglio senza armatura V_{Rd} =10590.09 kg

V_{Ed}/V_{Rd} = 0.207 ⇒NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

5.1.2.2 Seconda fase: verifica soletta finita

Si considera la soletta finita dello spessore di 30 cm incastrata alle travi portanti, con luce di calcolo pari a 4,45 m e sottoposta al peso proprio, al peso della pavimentazione ed al carico variabile.

Modello di calcolo: Trave incastrata con carico uniformemente distribuito

Analisi dei carichi unitari (per mq di impalcato):

p.p. solaio (G₁) 2500 kg/m³ x 0.30 m = 750 kg/m²

p.p. pavimentazione (G₂) 2500 kg/m³ x 0.10 m = 240 kg/m²

p.p. orsogrill= 20 kg/m²

carico accidentale (Q₁) =500 kg/m²

azione termica (ΔT) ± 15 °C

La modellazione, il calcolo e la verifica sono stati effettuati con l'ausilio del software strutturale "WinStrand" prodotto dall'Enexsys s.r.l. di Casalecchio di Reno (BO), e manualmente per quanto riguarda le verifiche a taglio. Per l'illustrazione delle caratteristiche dimensionali e delle condizioni e combinazioni di carico del modello adottato, nonché per i risultati in termini di parametri di sollecitazione, tensioni e verifica delle sezioni si riportano a seguire i relativi tabulati di calcolo:

TABULATI VERIFICA SOLETTA

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali
1	calcestruzzo	Rett.	B= 100 H= 40 [cm] Trave

Condizioni e combinazioni di carico

Condizioni di carico definite:

- Cond. 1 Peso proprio
- Cond. 2 Calpestio
- Cond. 3 Sovraccarico
- Cond. 4 Temperatura +
- Cond. 5 Temperatura -

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

1	Sovraccarico
2	Temperatura +
3	Temperatura -

Comb. \ Cond	1	2	3	4	5
1	1.3	1.0	1.5	0.9	0.9
2	1.3	1.3	1.05	1.5	0.9
3	1.3	1.3	1.05	0.9	1.5

Carichi applicati agli elementi

Carichi distribuiti

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	Xi[m]	qxi [kg/m]	qyi [kg/m]	qzi [kg/m]	Xj[m]	qxj [kg/m]	qyj [kg/m]	qzj [kg/m]
3	4	4.45	1	0.00	0.00	750	0.00	4.45	0.00	7500	0.00
			2	0.00	0.00	240.0	0.00	4.45	0.00	240.0	0.00
			2	0.00	0.00	20.0	0.00	4.45	0.00	20.0	0.00
			3	0.00	0.00	500.0	0.00	4.45	0.00	500.0	0.00

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Variazioni termiche

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	Var Termica Assiale [C°]	Var Termica Farfalla 12 [C°]	Var Termica Farfalla 12 [C°]
3	4	4.45	4	15	0.0	0.0
			5	-15	0.0	0.0

**Sollecitazioni nelle travi
Convenzioni adottate**

Comb.	Nodo	N [kg]	T1-2 [kg]	T1-3 [kg]	Mt [kgm]	M1-3 [kgm]	M1-2 [kgm]
1	3	-15.8	4590.2	0.0	0.0	0.0	0.0
	4	15.8	4590.2	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3	-13.0	4089.5	0.0	0.0	0.0	0.0
	4	13.0	4089.5	0.0	0.0	0.0	0.0
3	3	-15.2	4089.5	0.0	0.0	0.0	0.0
	4	15.2	4089.5	0.0	0.0	0.0	0.0

**Verifiche coppelle – MOMENTO FLETTENTE
Sezioni Impiegate: Trave**

Sezione Numero	Dimensioni	Calcestruzzo	f _{cd} [kg/cm ²]	Acciaio	f _{yd} [kg/cm ²]	Copriferro Es [mm]	Copriferro In [mm]
1	B 100 [cm] H 30 [cm]	C35/45	198.3	B 450 C	3600.0	50.00	50.00

**Verifiche Tratte :
Travata: 1 Travata 3 4**

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _T [kg/m]	M _{rif} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d
3	0.20	10.58	10.78			0.00	10423.4	0.20	-10555.7	-16502.3	0.20
Camp.	2.42	10.78	10.78	2063.0	2553.3	0.00	10562.0	0.20	-5106.6	-10562.0	0.20
4	4.65	10.58	10.78			0.00	10423.4	0.20	-10555.7	-16502.3	0.20

Verifiche soletta – TAGLIO

**Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio
(par. 4.1.2.1.3.5.1 del D.M. 17/01/2018)**

Taglio di Calcolo V_{Ed} = T1-2 = 4590.2 kg

d = 250 mm

k = 1,755 < 2 per cui si adotta k = 1,755

V_{min} = 0.4977

ρ_l = 0.004 < 0.02

σ_{cp} = 0

b_w = 1000mm

Resistenza al taglio senza armatura V_{Rd} = 17775.25 kg

V_{Ed}/V_{Rd} = 0.25 ⇒ NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

5.1.3 Dimensionamento idraulico della mantellata

La metodologia impiegata fa riferimento alle indicazioni contenute nel Coastal Engineering Manual (CEM) edito dallo US Army Corps of Engineers (USACE) ed alle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il calcolo dei massi è stato condotto considerando un'onda frangente associata alle mareggiate estreme di Grecale ENE.

Per la progettazione della mantellata è stata impiegata la formula proposta da HUDSON.

Tale formulazione consente di determinare il peso dei massi che costituiscono la mantellata di scogliere emerse esposte all'azione dell'onda frangente, realizzate con almeno due strati di massi naturali.

Il peso medio dei massi della mantellata viene calcolato utilizzando la seguente espressione:

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_a} - 1\right)^3 \text{ctg}(\alpha) K_D}$$

dove

- W_{50} indica il peso medio dei massi della mantellata, nell'ipotesi che il peso di tutti gli elementi dello strato più esterno sia compreso tra $0,75 W_{50}$ e $1,25 W_{50}$;
- H rappresenta l'altezza dell'onda di progetto;
- γ_s il peso specifico dei massi;
- γ_a il peso specifico dell'acqua di mare;
- α l'angolo che la scarpata della mantellata forma con l'orizzontale;
- K_D il coefficiente di stabilità (SPM, USACE 1984) che, nel caso di onda frangente ed impiego di massi naturali con forma spigolosa, assume il valore di 2,00 per le sezioni intermedie.

Applicando i suddetti valori alla formula di HUDSON, si ottiene che il peso medio dei massi che costituiranno la mantellata sarà pari a 2,85 t.

Nella seguente Tabella si riportano i dati di input utilizzati ed il relativo risultato:

	Simbolo	Valore
Altezza onda di progetto [m]	H	2,58
Peso specifico dei massi [t/m ³]	γ_s	2,60
	γ_a	1,01
Coefficiente di stabilità	K_D	2
Diametro nominale dei massi [m]	D_{N50}	1,03
Peso medio dei massi [t]	W₅₀	2,85

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Tabella 5-1-Dimensionamento della mantellata (HUDSON)

La scogliera di progetto pertanto presenterà una mantellata costituita da un doppio strato di massi naturali di seconda categoria, con range di pezzatura compreso tra 2,0 e 3,0 t con spessore pari a 2,00 m.

5.1.4 Verifica della transizione mantellata/nucleo

La mantellata, in massi del peso compreso tra 2,0 e 3,0 t, sarà collocata su uno scanno di imbasamento costituito da massi di pezzatura inferiore, con peso compreso tra 50 e 500 kg.

Per verificare la transizione tra i due strati è stato adottato il criterio proposto dal **CERC SPM** (1984), valido per mantellate di granulometria uniforme in condizioni di flusso non stazionario (esposte al moto ondoso).

Tale criterio si basa sulla limitazione del rapporto tra il diametro degli elementi del filtro (D_f), o del materiale a granulometria maggiore, e quello degli elementi del materiale di base (D_b), o del materiale a granulometria più fine:

$$\frac{D_f}{D_b} \leq 2,2$$

La verifica viene condotta con riferimento a strati contigui di materiali granulari aventi differente pezzatura; pertanto, per la scogliera di progetto, tra la mantellata e lo strato filtro sottostante.

Il valore del diametro del filtro D_f (rappresentato dagli elementi della mantellata, costituita da massi di II categoria) è stato assunto pari al diametro di un masso naturale da 2,0 t (limite inferiore della pezzatura impiegata per la mantellata), mentre il diametro del materiale di base D_b (costituito dagli elementi dello strato filtro) è stato assunto pari al diametro di un masso naturale da 0,50 t (limite superiore della pezzatura utilizzata).

Effettuando la verifica si ottiene:

$$\frac{D_f}{D_b} = \frac{0,92}{0,58} = 1,62 \leq 2,2$$

Il criterio risulta pertanto soddisfatto.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

6 DIMENSIONAMENTO DELLA BANCHINA "A GIORNO"

6.1.1 Descrizione

Il pontile, come anticipato, sarà a forma di L e si estenderà per un primo tratto di 52 m e un secondo di 40 m, per una lunghezza di 92 m, con un angolo di 115°.

L'impalcato a giorno oggetto di calcolo sarà costituito da una soletta in c.a. dello spessore finale di 0,25 m ordita su un sistema di travi prefabbricate in c.a. e acciaio disposte a maglie quadrate, rettangolari e trapezie, impostate su pali trivellati in c.a. (Φ 1000) con camicie in acciaio di 6 mm a perdere, e solidarizzate dal getto in opera dei nodi strutturali. I pali avranno una lunghezza variabile, funzione della profondità del fondale (min 2,90 m – max 10,90 m) e della lunghezza di infissione (min 10,50 m – max 17,00 m), determinata in funzione di calcoli di natura geotecnica, riportati nei paragrafi successivi.

Per consentire l'approdo degli aliscafi nel lato esterno del pontile è stato previsto uno sbalzo di 3,50 m a quota +2,00 s.l.m.m., mentre dal lato interno è previsto uno sbalzo di 1,50 m a quota +1,10 s.l.m.m.

Per semplificare le fasi di esecuzione ed evitare presenza di sostegni in fase di getto, è stato previsto l'utilizzo di un cassero a perdere costituito da coppelle prefabbricate in c.a. con orditura parallela al filo banchina poggianti su coppie di travi prefabbricate in c.a. o acciaio, trasversali allo sviluppo di collegamento dei pulvini in testa ai pali. Infine verrà eseguito il getto di completamento della soletta in c.a. fino allo spessore finale di 0,25 m, su cui verrà posta in opera una pavimentazione costituita da basole in pietra lavica di spessore 0,06 m su uno strato di malta di allettamento dello spessore di 0,04 m.

Data la geometria e le dimensioni dell'opera in progetto, è stata prevista la suddivisione del pontile in tre moduli indipendenti, separati da giunti tecnici di 10 cm che determineranno la formazione di blocchi strutturali indipendenti, tali da garantire la regolarità in pianta della struttura (necessaria ai fini dell'abbattimento dell'azione sismica di progetto – vedi par. 7.2.2 del D.M. 17/01/2018) ed evitare effetti torsionali. In corrispondenza dei giunti tecnici sono previste delle travi in c.a. a sbalzo, in modo da garantire un interasse tra i pali $\geq 3D$ per evitare fenomeni di interazione tra gli stessi.

Si riportano di seguito i principali parametri dimensionali per ogni impalcato:

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

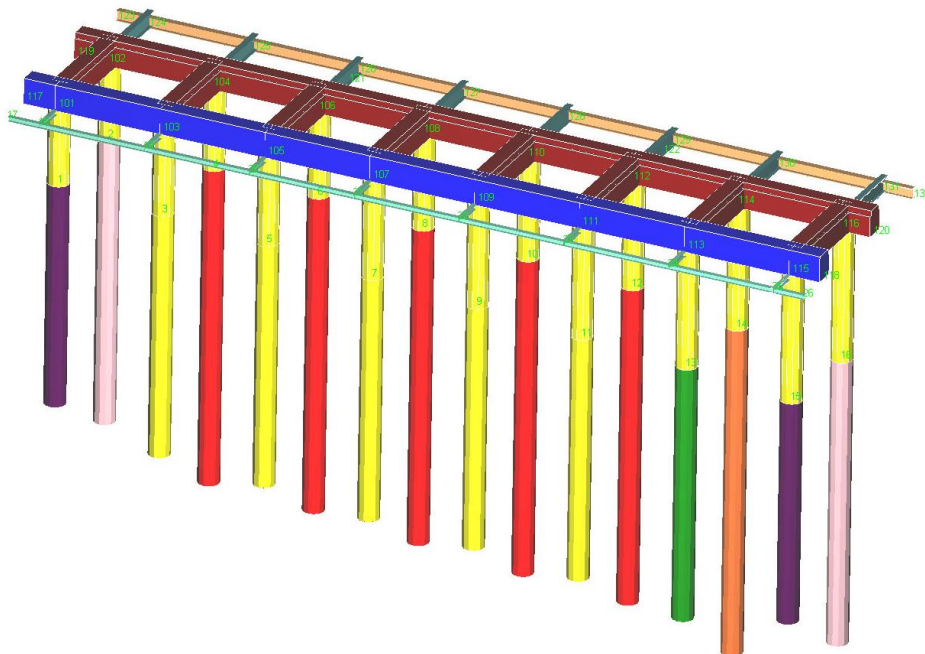
RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICAI impalcato

Figura 6-1- Schema tridimensionale I Impalcato

- forma rettangolare, dimensioni m 11,00 x 37,95;
- interasse pali longitudinale: m 5,00;
- interasse pali trasversale: m 5,00 ;
- diametro dei pali: 100 cm;
- dimensione pulvini standard: m 1,60 x 1,60 x 0,40;
- dimensione pulvini in corrispondenza dei giunti: m 1,90 x 1,60 x 0,40;
- trave principale prefabbricata rettangolare: m 0,90 x 0,95
- trave secondaria prefabbricata a L: m (0,90 x 1,20 x 0,55 x 0,95)
- altezza coppelle: cm 12 ;
- altezza getto di completamento: cm 13;
- travi in acciaio sbalzo aliscafi: HEB 700, trasversali al filo banchina, collegate da profili HEA 500;
- travi in acciaio sbalzo piccoli natanti: HEA 220, trasversali al filo banchina, collegate da profili HEA 220.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

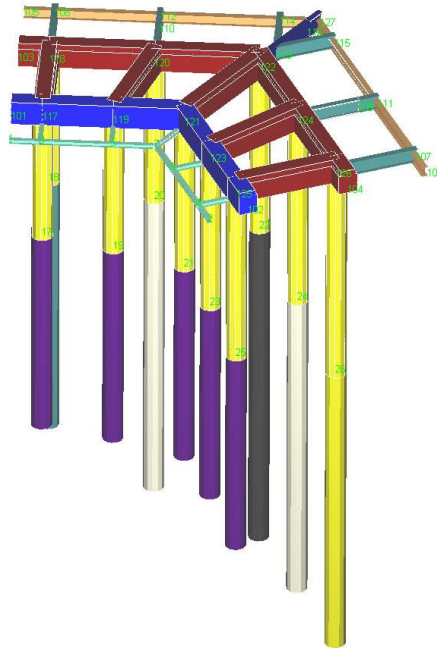
RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICAIl impalcato

Figura 6-2 - Schema tridimensionale II Impalcato

- forma a L regolare, dimensioni m 11,00 x 13,85 e m 11,00 x 13,85;
- interasse pali longitudinale: lato interno m 3,33, lato esterno m 4,93
- interasse pali trasversale: m 5,00, m 5,23, m 5,93, m 5,23 e m 5,00;
- diametro dei pali: 100 cm;
- dimensione pulvini standard: m 1,60 x 1,60 x 0,40;
- dimensione pulvini in corrispondenza dei giunti: m 1,90 x 1,60 x 0,40;
- dimensione pulvini del palo d'angolo: m 1,90 x 2,00 x 0,40;
- trave principale prefabbricata rettangolare interna: m 0,90 x 0,95
- trave secondaria prefabbricata a L: m (0,90 x 1,20 x 0,55 x 0,95)
- altezza coppelle: cm 12 ;
- altezza getto di completamento: cm 13;
- travi in acciaio sbalzo aliscafi: HEB 700, HEB 900 in corrispondenza del palo d'angolo, trasversali al filo banchina, collegate da profili HEA 500;
- travi in acciaio sbalzo piccoli natanti: HEA 220, trasversali al filo banchina, collegate da profili HEA 220.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

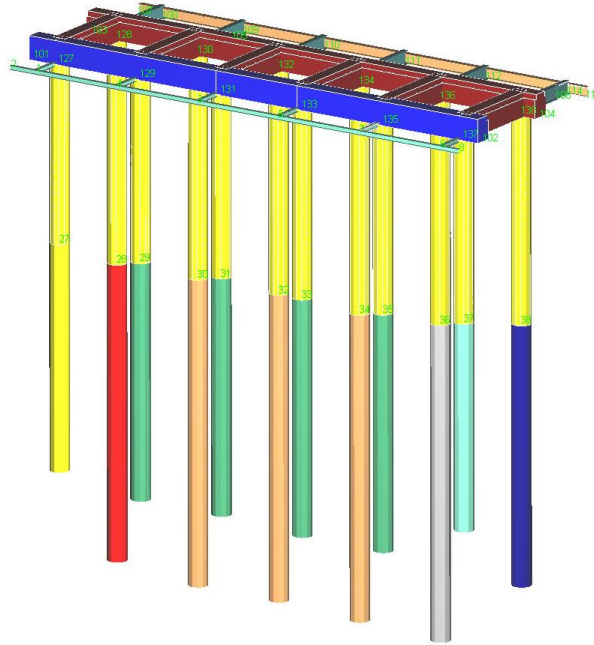
RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICAIII impalcato

Figura 6-3 -Figura 6 2 - Schema tridimensionale III Impalcato

- forma rettangolare, dimensioni m 11,00 x 26,05;
- interasse pali longitudinale: m 4,70;
- interasse pali trasversale: m 5,00 ;
- diametro dei pali: 100 cm;
- dimensione pulvini standard: m 1,60 x 1,60 x 0,40;
- dimensione pulvini in corrispondenza dei giunti: m 1,90 x 1,60 x 0,40;
- trave principale prefabbricata rettangolare: m 0,90 x 0,95
- trave secondaria prefabbricata a L: m (0,90 x 1,20 x 0,55 x 0,95)
- altezza coppelle: cm 12 ;
- altezza getto di completamento: cm 13;
- travi in acciaio sbalzo aliscafi: HEB 700, trasversali al filo banchina, collegate da profili HEA 500;
- travi in acciaio sbalzo piccoli natanti: HEA 220, trasversali al filo banchina, collegate da profili HEA 220 .

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

6.1.2 Fasi costruttive

Come si evince dai dati riportati nel paragrafo precedente, la suddivisione dei moduli è stata studiata in modo da ottenere la configurazione geometrica e strutturale rilevatasì più vantaggiosa, sia in termini economici che di rapidità di esecuzione. Sono state pertanto individuate delle tipologie di elementi strutturali che si ripetono nelle tre strutture. In particolare si avranno:

- **25 tipi di coppelle prefabbricate in c.a.**
- **16 tipi di travi prefabbricate in c.a.**
- **4 tipi di profili in acciaio**
- **4 tipi di pulvini prefabbricati in c.a.**

Di seguito si elencano le fasi previste per la realizzazione dell'opera:

1. Realizzazione pali trivellati in c.a. con camicia in acciaio da 6 mm a perdere.
2. Posa in opera pulvini in c.a.
3. Posa in opera travi in c.a. prefabbricate.
4. Posa in opera armatura superiore delle travi e getto parziale di cls per la solidarizzazione delle travi ai pali.
5. Posa in opera dei profili in acciaio collegati mediante piastre e tirafondi alla struttura in c.a.
6. Posa in opera delle coppelle prefabbricate
7. Disposizione dell'armatura superiore della soletta
8. Getto di completamento dell'impalcato dello spessore di 13 cm
9. Pavimentazione

Gli elementi in c.a. che costituiscono l'impalcato sono stati verificati in fase di costruzione ed in fase di esercizio, con il metodo degli stati limite (applicando i coefficienti parziali previsti dalla norma) considerando gli elementi strutturali più sollecitati, in particolare:

- **coppelle e solaio**
 - prima fase: peso proprio coppelle + peso getto di completamento in cls;
 - seconda fase: peso proprio solaio finito + peso pavimentazione + carichi variabili
 - azione moto ondoso: pressione moto ondoso - peso proprio solaio finito - peso pavimentazione + carico variabile del vento
- **travi prefabbricate**
 - prima fase: peso proprio trave prefabbricata + peso coppelle + getto di completamento in cls;
 - seconda fase: peso proprio trave finita + carichi permanenti strutturali (soletta) + carichi permanenti non strutturali (pavimentazione) + carichi variabili
- **pulvini**
 - unica fase: peso proprio + peso proprio travi + peso getto di completamento in cls;

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

- **pali**
- **unica fase:** peso proprio pali + carichi verticali permanenti strutturali (pulvini, travi e soletta) + carichi verticali permanenti non strutturali (pavimentazione) + carichi orizzontali + sovraccarichi.

Nel seguito si riportano i calcoli di verifica degli elementi strutturali prefabbricati della banchina "a giorno" di progetto.

6.1.3 Calcolo Soletta

6.1.3.1 Prima fase: verifica coppelle

Si considerano le coppelle prefabbricate dello spessore di 12 cm semplicemente appoggiate alle travi portanti, con luce di calcolo massima pari a 5,30 m e sottoposte al peso proprio ed a quello del getto di completamento.

Modello di calcolo: Trave appoggiata con carico uniformemente distribuito

Analisi dei carichi unitari (per mq di impalcato):

p.p. coppelle (G_1) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0.12 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}^2$

p.p. getto di completamento (G_2) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0.13 \text{ m} = 325 \text{ kg/m}^2$

La modellazione, il calcolo e la verifica sono stati effettuati con l'ausilio del software strutturale "WinStrand" prodotto dall'Enexsys s.r.l. di Casalecchio di Reno (BO), e manualmente per quanto riguarda le verifiche a taglio. Per l'illustrazione delle caratteristiche dimensionali e delle condizioni e combinazioni di carico del modello adottato, nonché per i risultati in termini di parametri di sollecitazione, tensioni e verifica delle sezioni si riportano a seguire i relativi tabulati di calcolo:

TABULATI VERIFICA COPPELLE

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali
1	calcestruzzo	Rett.	B= 100 H= 12 [cm] Trave

Condizioni e combinazioni di carico

Condizioni di carico definite:

- Cond. 1 Peso proprio
- Cond. 2 Getto di completamento

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

Comb. \ Cond	1	2
1	Fondamentale	
1	1.3000	1.3000

Carichi applicati agli elementi

Carichi distribuiti

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	X_i [m]	q_{xi} [kg/m]	q_{yi} [kg/m]	q_{zi} [kg/m]	X_j [m]	q_{xj} [kg/m]	q_{yj} [kg/m]	q_{zj} [kg/m]
3	4	5.30	1	0.00	0.0	300.00	0.00	5.30	0.0	300.00	0.0
			2	0.00	0.0	325.0	0.00	5.30	0.0	325.0	0.0

Sollecitazioni nelle travi

Convenzioni adottate

Comb.	Nodo	N	T1-2	T1-3	Mt	M1-3	M1-2
-------	------	---	------	------	----	------	------

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

		[kg]	[kg]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kgm]
1	3	0.00	2153.1	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	0.00	2153.1	0.00	0.00	0.00	0.00

Verifiche coppelle – MOMENTO FLETTENTE

Sezioni Impiegate: Trave

Sezione Numero	Dimensioni	Calcestruzzo	f_{cd} [kg/cm ²]	Acciaio	f_{yd} [kg/cm ²]	Copriferro Es [mm]	Copriferro In [mm]
1	B 100 [cm] H 12 [cm]	C35/45	198.3	B 450 C	3600.0	50.00	50.00

Verifiche Travate :

Travata: 1 Travata 3 4

Nodo	x [m]	A_{fe} [cm ²]	A_{fi} [cm ²]	q_T [kg/m]	M_{rif} [kgm]	M_{de} [kgm]	M_{re} [kgm]	x/d	M_{di} [kgm]	M_{ri} [kgm]	x/d
3	0.05	3.41	0.00			0.00	687.7	0.15	-193.1	-821.1	0.13
Camp.	2.70	15.39	0.00	812.5	1426.04	0.00	2325.2	0.66	-2825.9	-2975.1	0.58
4	5.35	3.41	0.00			0.00	687.2	0.15	-193.1	-821.1	0.13

Verifiche coppelle – TAGLIO

Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio

(par. 4.1.2.1.3.5.1 del D.M. 17/01/2018)

Taglio di Calcolo $V_{Ed} = T1-2 = 2113.3\text{kg}$

$d = 70\text{ mm}$

$k = 2.6903 > 2$ per cui si adotta $k=2$

$V_{min} = 0.605$

$\rho_l = 0.015 < 0.02$

$\sigma_{cp} = 0$

$b_w = 1000\text{mm}$

Resistenza al taglio senza armatura $V_{Rd} = 98217.18\text{ kg}$

$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.21 \Rightarrow$ NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

6.1.3.2 Seconda fase: verifica soletta finita

Si considera la soletta finita dello spessore di 25 cm incastrata alle travi portanti, con luce di calcolo pari a 5.30 m e sottoposta al peso proprio, al peso della pavimentazione ed al carico variabile.

Modello di calcolo: Trave incastrata con carico uniformemente distribuito

Analisi dei carichi unitari (per mq di impalcato):

p.p. solaio (G_1) $2500\text{ kg/m}^3 \times 0.25\text{ m} = 625\text{ kg/m}^2$

p.p. pavimentazione (G_2) $2500\text{ kg/m}^3 \times 0.10\text{ m} = 240\text{ kg/m}^2$

p.p. pensilina = 50 kg/m^2

carico variabile pensilina (vento) = 105 kg/m^2

carico variabile (Q_1) = 500 kg/m^2

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

azione termica (ΔT) ± 15 °C

La modellazione, il calcolo e la verifica sono stati effettuati con l'ausilio del software strutturale "WinStrand" prodotto dall'Enexsys s.r.l. di Casalecchio di Reno (BO), e manualmente per quanto riguarda le verifiche a taglio. Per l'illustrazione delle caratteristiche dimensionali e delle condizioni e combinazioni di carico del modello adottato, nonché per i risultati in termini di parametri di sollecitazione, tensioni e verifica delle sezioni si riportano a seguire i relativi tabulati di calcolo:

TABULATI VERIFICA SOLETTA

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali
1	calcestruzzo	Rett.	B= 100 H= 12 [cm] Trave

Condizioni e combinazioni di carico

Condizioni di carico definite:

- Cond. 1 Peso proprio
- Cond. 2 Calpestio
- Cond. 3 Sovraccarico
- Cond. 4 Temperatura +
- Cond. 5 Temperatura -
- Cond. 6 Vento

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazioni di carico numero

1	Sovraccarico
2	Temperatura +
3	Temperatura -
4	Vento

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6
1	1.3	1.0	1.5	0.9	0.9	0.9
2	1.3	1.3	1.05	1.5	0.9	0.9
3	1.3	1.3	1.05	0.9	1.5	0.9
4	1.3	1.3	1.05	0.6	0.9	1.5

Carichi applicati agli elementi

Carichi distribuiti

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	Xi[m]	qxi [kg/m]	qyi [kg/m]	qzi [kg/m]	Xj[m]	qxj [kg/m]	qyj [kg/m]	qzj [kg/m]
3	4	5.30	1	0.00	0.00	625.0	0.00	5.30	0.00	625.0	0.00
			6	0.00	0.00	105.0	0.00	5.30	0.00	105.0	0.00
			3	0.00	0.00	500.0	0.00	5.30	0.00	500.0	0.00
			2	0.00	0.00	50.0	0.00	5.30	0.00	50.0	0.00
			2	0.00	0.00	20.0	0.00	5.30	0.00	20.0	0.00
			2	0.00	0.00	240.0	0.00	5.30	0.00	240.0	0.00

Variazioni termiche

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	Var Termica Assiale [C°]	Var Termica Farfalla 12 [C°]	Var Termica Farfalla 12 [C°]
3	4	5.30	4	15	0.0	0.0
			5	-15	0.0	0.0

Sollecitazioni nelle travi

Convenzioni adottate

Comb.	Nodo	N [kg]	T1-2 [kg]	T1-3 [kg]	Mt [kgm]	M1-3 [kgm]	M1-2 [kgm]
-------	------	--------	-----------	-----------	----------	------------	------------

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

1	3	-24.4	5459.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	4	24.4	5459.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3	-20.4	4862.7	0.0	0.0	0.0	0.0
	4	20.4	4862.7	0.0	0.0	0.0	0.0
3	3	-23.1	4862.7	0.0	0.0	0.0	0.0
	4	23.1	4862.7	0.0	0.0	0.0	0.0
4	3	-22.5	5029.7	0.0	0.0	0.0	0.0
	4	22.5	5029.7	0.0	0.0	0.0	0.0

Verifiche coppelle - MOMENTO FLETTENTE
Sezioni Impiegate: Trave

Sezione Numero	Dimensioni	Calcestruzzo	f_{cd} [kg/cm ²]	Acciaio	f_{yd} [kg/cm ²]	Copriferro Es [mm]	Copriferro In [mm]
1	B 100 [cm] H 25 [cm]	C35/45	198.3	B 450 C	3600.0	50.00	50.00

Verifiche Travate :
Travata: 1 Travata 3 4

Nodo	x [m]	A_{fe} [cm ²]	A_{fi} [cm ²]	q_T [kg/m]	M_{rif} [kgm]	M_{de} [kgm]	M_{re} [kgm]	x/d	M_{di} [kgm]	M_{ri} [kgm]	x/d
3	0.05	8.33	7.24			0.00	6911.2	0.21	-715.6	-6397.8	0.21
Camp.	2.70	15.39	15.39	2060.0	3616.6	0.00	10884.4	0.29	-7233.2	-10884.4	0.29
4	5.35	8.33	7.24			0.00	6911.2	0.21	-715.6	-6397.8	0.21

Verifiche soletta - TAGLIO

Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio
(par. 4.1.2.1.3.5.1 del D.M. 17/01/2018)

Taglio di Calcolo $V_{Ed} = T1-2 = 5357.9$ kg

$d = 200$ mm

$k = 2 = 2$ per cui si adotta $k=2$

$V_{min} = 0.605$

$\rho_l = 0.008 < 0.02$

$\sigma_{cp} = 0$

$b_w = 1000$ mm

Resistenza al taglio senza armatura $V_{Rd} = 147017.8$ kg

$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.35 \Rightarrow$ NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

6.1.3.3 Soletta soggetta alle forze verticali indotte dal moto ondoso

In questa fase la soletta è sollecitata dalla pressione verticale diretta verso l'alto indotta dal moto ondoso sull'intradosso dell'impalcato. Come riportato nel paragrafo "Forze verticali, indotte dal moto ondoso, sull'impalcato", la massima pressione, è quella

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

generata dalla componente "slowly varying uplift pressure": pressione verticale diretta verso l'alto a lenta variazione (pressione idrostatica esercitata dall'innalzarsi del livello marino dovuto al passaggio dell'onda) e pari a 3678 kg/m².

Si considera la soletta finita dello spessore di 25 cm incastrata alle travi portanti, con luce di calcolo pari a 5.30 m e sottoposta ad un carico complessivo pari all'azione dell'onda sommata al vento agente sulla pensilina (azioni agenti verso l'alto) a cui sono stati decurtati i carichi dovuti al peso proprio, al peso della pavimentazione e della pensilina (azioni agenti verso il basso). La spinta del moto ondoso è stata valutata tenendo conto della presenza di griglie di sfiato appositamente dimensionate.

Modello di calcolo: Trave incastrata con carico uniformemente distribuito

Analisi dei carichi unitari (per mq di impalcato):

carico agente= 2185.3 kg/m²

La modellazione, il calcolo e la verifica sono stati effettuati con l'ausilio del software strutturale "WinStrand" prodotto dall'Enexsys s.r.l. di Casalecchio di Reno (BO), e manualmente per quanto riguarda le verifiche a taglio. Per l'illustrazione delle caratteristiche dimensionali e delle condizioni e combinazioni di carico del modello adottato, nonché per i risultati in termini di parametri di sollecitazione, tensioni e verifica delle sezioni si riportano a seguire i relativi tabulati di calcolo:

TABULATI VERIFICA SOLETTA

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali
1	calcestruzzo	Rett.	B= 100 H= 12 [cm] Trave

Condizioni e combinazioni di carico

Condizioni di carico definite:

- Cond. 1 Spinta dell'onda

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazioni di carico numero

1	Spinta dell'onda
---	------------------

Comb. \ Cond

1

1	1.3
---	-----

Carichi applicati agli elementi

Carichi distribuiti

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	Xi[m]	qxi [kg/m]	qyi [kg/m]	qzi [kg/m]	Xj[m]	qxi [kg/m]	qyi [kg/m]	qzi [kg/m]
3	4	5.30	1	0.00	0.0	2190.0	0.00	5.30	0.0	2190.0	0.0

Sollecitazioni nelle travi

Convenzioni adottate

Comb.	Nodo	N [kg]	T1-2 [kg]	T1-3 [kg]	Mt [kgm]	M1-3 [kgm]	M1-2 [kgm]
1	3	-33.7	7544.5	0.0	0.0	0.0	0.0
	4	33.7	7544.5	0.0	0.0	0.0	0.0

Verifiche coppelle - MOMENTO FLETTENTE

Sezioni Impiegate: Trave

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTE ALTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Sezione Numero	Dimensioni	Calcestruzzo	f_{cd} [kg/cm ²]	Acciaio	f_{yd} [kg/cm ²]	Copriferro Es [mm]	Copriferro In [mm]
1	B 100 [cm] H 25 [cm]	C35/45	198.3	B 450 C	3600.0	50.00	50.00

Verifiche Travate :

Travata: 1 Travata 3 4

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _T [kg/m]	M _{rif} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d
3	0.05	8.33	7.24			0.00	6911.2	0.21	-989.0	-6397.8	0.21
Camp.	2.70	15.39	15.39	2847.0	4499.3	0.00	10884.4	0.29	-9996.5	-10884.4	0.29
4	5.35	8.33	7.24			0.00	6911.2	0.21	-989.0	-6397.8	0.21

Verifiche soletta – TAGLIO

Elementi senza armatura trasversale resistente a taglio

(par. 4.1.2.1.3.5.1 del D.M. 17/01/2018)

Taglio di Calcolo $V_{Ed} = T1-2 = 7404.8$ kg

$d = 200$ mm

$k = 2 = 2$ per cui si adotta $k = 2$

$V_{min} = 0.605$

$\rho_l = 0.008 < 0.02$

$\sigma_{cp} = 0$

$b_w = 1000$ mm

Resistenza al taglio senza armatura $V_{Rd} = 65609.04$ kg

$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.44 \Rightarrow$ NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

6.1.4 Calcolo Travi

6.1.4.1 Prima fase: verifica travi in c.a. in fase di costruzione

Si considerano le travi prefabbricate rettangolari, delle dimensioni di 90 x 95 cm, semplicemente appoggiate ai pulvini, con luce di calcolo pari a 4.3 m (pulvini 1.90 x 2.00 m) e sottoposte al peso proprio, al peso delle coppelle ed a quello del getto di completamento.

Modello di calcolo: Trave appoggiata con carico uniformemente distribuito

Analisi dei carichi unitari (per ml di trave):

p.p. trave (G_1) $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.90 \text{ m} \times 0.95 \text{ m} = 2137.5 \text{ kg/m}$

p.p. soletta (G_1) $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.25 \text{ m} = 625 \text{ kg/mq}$

La modellazione, il calcolo e la verifica sono stati effettuati con l'ausilio del software strutturale "WinStrand" prodotto dall'Enexsys s.r.l. di Casalecchio di Reno (BO). Per l'illustrazione delle caratteristiche dimensionali e delle condizioni e combinazioni di carico del modello adottato, nonché per i risultati in termini di parametri di sollecitazione, tensioni e verifica delle sezioni si riportano a seguire i relativi tabulati di calcolo:

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

TABULATI VERIFICA TRAVI IN FASE DI COSTRUZIONE

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali
1	calcestruzzo	Rett.	B= 100 H= 12 [cm] Trave

Condizioni e combinazioni di carico

Condizioni di carico definite:

- Cond. 1 Peso proprio
- Cond. 2 Getto di completamento

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

Comb. \ Cond	1	2
	1	Fondamentale
	1	1.3000
		1.3000

Carichi applicati agli elementi

Carichi distribuiti

Nodo I	Nodo J	L [m]	Condizione di carico	Xi [m]	qxi [kg/m]	qyi [kg/m]	qzi [kg/m]	Xj [m]	qxi [kg/m]	qyi [kg/m]	qzi [kg/m]
3	4	4.30	1	0.00	0.0	2620.0	0.00	4.30	0.0	2620.0	0.0
			2	0.00	0.0	2137.5	0.00	4.30	0.0	2137.5	0.0

Sollecitazioni nelle travi

Convenzioni adottate

Comb.	Nodo	N [kg]	T1-2 [kg]	T1-3 [kg]	Mt [kgm]	M1-3 [kgm]	M1-2 [kgm]
1	3	0.00	13297.2	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	0.00	13297.2	0.00	0.00	0.00	0.00

Verifiche coppelle – MOMENTO FLETTENTE

Sezioni Impiegate: Trave

Sezione Numero	Dimensioni	Calcestruzzo	f _{cd} [kg/cm ²]	Acciaio	f _{yd} [kg/cm ²]	Copriferro Es [mm]	Copriferro In [mm]
1	B 90 [cm] H 95 [cm]	C35/45	198.3	B 450 C	3600.0	50.00	50.00

Verifiche Travate :

Travata: 1 Travata 3 4

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _T [kg/m]	M _{rif} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d
3	0.05	1.81	20.31			0.00	96151.1	0.06	-5368.1	67863.41	0.06
Camp.	2.20	2.26	36.19	6184.8	7147.3	0.00	11317.2	0.07	-14294.5	118330.7	0.11
4	4.35	1.81	20.31			0.00	9615.1	0.06	-5371.1	-67863.4	0.06

Verifiche Travi – TAGLIO

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staffe
Trave 3 4 Sez. 1 Rett. 90x95 [cm]											
0.05	4.45	4.40	1.00	12995.0	29581.3	355241.7	70577.9	0.0	95154.9	21282.2	∅ 12 4br. 20.0'

6.1.4.2 Seconda fase: verifica travi in c.a. in fase di esercizio

La verifica delle travi in c.a. in fase di esercizio è stata eseguita nel calcolo della struttura complessiva effettuata con l'ausilio del software strutturale "WinStrand" prodotto

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

dall'Enexsys s.r.l. di Casalecchio di Reno (BO). I risultati della verifica sono riportati nell'elaborato *D.04 TABULATI DI CALCOLO PONTILE*.

6.1.5 Calcolo Pulvini

Si procede all'analisi e verifica del pulvino tipo, in c.a. prefabbricato, a pianta quadrata di dimensioni 1.60 x 1.60 m ed altezza pari a 0.40 m, posizionato in sommità ai pali, sottoposte al peso proprio, al peso delle travi ed a quello del getto di completamento.

Modello di calcolo: Trave appoggiata con carico uniformemente distribuito

Analisi dei carichi:

p.p. pulvino (G_1) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0.40 \text{ m} \times 1.60 \text{ m} \times 1.60 \text{ m} = 2610.43 \text{ kg}$

p.p. trave (G_1) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0.90 \text{ m} \times 0.95 \text{ m} \times 5.7 \text{ m} = 9400.35 \text{ kg}$

p.p. getto di completamento (G_1) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 14.75 \text{ mq} = 6902.10 \text{ kg}$

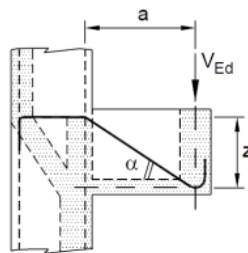


Figura 6-4-Comportamento pulvino

Geometricamente il pulvino si presenta come un elemento tozzo, di conseguenza, la forza concentrata $F_{v,d}$ proveniente dallo scarico degli elementi soprastanti viene equilibrata dalla componente verticale della reazione del puntone, mentre la componente orizzontale di quest'ultimo è equilibrata dalla reazione del tirante.

La forza di trazione agente sul tirante è completamente affidata alle barre di armatura. Lo sforzo complessivo di trazione è pari a $F_t = V_{Ed} \times \cotg\psi$

La capacità portante della mensola è pari a $V_{Rd,s} = A_s f_{yd} / \cotg\psi$

Con $A_s = V_{Ed} \times \cotg\psi / f_{yd}$

Essendo:

a=	300 mm
h=	400 mm
c=	50 mm
d	350 mm
$V_{Ed} =$	112238,8 N
$\cotg\psi = a / (0,9d)$	0,952381

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

$$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,s} = 286,8355 \text{ N}$$

$$F_t = 106894 \text{ N}$$

$$A_s \text{ necessaria} = 273,1767 \text{ mm}^2$$

Per l'equilibrio alla traslazione verticale del nodo, la compressione nel puntone inclinato risulta pari a $F_c = V_{Ed} / \sin \psi$

La portanza della mensola lato calcestruzzo si ottiene ponendo

$$F_c = F_{c,max} = b(0.4d \sin \psi) f_{cd}$$

Per l'equilibrio alla traslazione vertical del nodo, la compressione nel puntone inclinatore è pari a $V_{Rd,c} = (0.4 d b f_{cd}) / (1 + \cot^2 \psi)$

Essendo:

$$F_c = 137750,4$$

$$F_{c,max} = 4258070$$

$$b = 1600 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 23,33 \text{ N/mm}^2$$

Risulterà:

$$V_{Rd,c} = 2740346 \text{ N}$$

Di conseguenza la resistenza del puntone risulta maggiore di quella dell'acciaio, quindi non è necessario dimensionare l'armatura

Nel caso in esame si è scelto di armare i pulvini con 12 Φ 16 superiori e 12 Φ 16 inferiori.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

7 CARPENTERIA METALLICA

Il pontile oggetto di calcolo, come anticipato, presenta due sbalzi, uno dal lato interno per l'attracco dei piccoli natanti e uno dal lato esterno destinato all'attracco degli aliscafi. Entrambi gli sbalzi saranno realizzati in carpenteria metallica con elementi in acciaio S275 assemblati in loco tramite bullonatura. La struttura è realizzata con i seguenti profilati:

- Lato piccoli natanti, con profilati metallici HEA 220, uno in corrispondenza di ogni palo, che rappresentano l'orditura principale, ortogonali al pontile e collegati ed irrigiditi all'estremità da profili HEA 220, con funzione di attenuare le azioni orizzontali originate dall'urto dei natanti.
- Lato aliscafi, con profilati metallici HEB 700, uno in corrispondenza di ogni palo, che rappresentano l'orditura principale, ortogonali al pontile e collegati ed irrigiditi all'estremità da profili HEA 500, con funzione di attenuare le azioni orizzontali originate dall'urto dei natanti. In corrispondenza del palo 22 è sarà inserito un profilo HEB 900 al posto del profilo HEB 700.

Gli elementi della carpenteria metallica sono stati verificati nel modello strutturale complessivo mediante l'ausilio del programma di calcolo utilizzato.

Si rimanda al progetto esecutivo per il dimensionamento del collegamento tra i profili in acciaio e gli elementi in c.a. del pontile mediante piastre e tirafondi.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

8 DIMENSIONAMENTO PALI

Il dimensionamento dei pali di una banchina "a giorno" è fortemente influenzato dall'interazione palo-terreno, infatti la lunghezza, il diametro e l'armatura dei pali si determinano attraverso specifiche verifiche geotecniche, riportate nell'apposita relazione facente parte integrante del presente progetto preliminare, alla quale si rimanda per approfondimenti. In particolare, ai fini della verifica del sistema palo-terreno sotto l'azione di carichi verticali sono fondamentali lunghezza e diametro del palo, mentre per quanto concerne le verifiche sotto azioni orizzontali, oltre al diametro, influisce particolarmente il momento resistente del palo (teoria di Broms) e quindi l'armatura dello stesso e la classe di resistenza del calcestruzzo utilizzato.

Ai fini della modellazione strutturale, è necessario definire il coefficiente di reazione orizzontale del sistema palo-terreno k_h (kg/cm^3) attraverso il quale il codice di calcolo è in grado di definire la rigidezza della struttura nel suo complesso (palo parzialmente immerso nel terreno con luce libera fino alla quota dell'impalcato e testa impedita di ruotare dalla presenza dell'impalcato medesimo).

Il coefficiente di reazione orizzontale del sistema palo-terreno k_h (kg/cm^3) per terreni incoerenti si assume generalmente variabile con la profondità z (terreno alla *Matlock* e *Reese*) e dipende dalla natura del terreno e dal diametro d del palo secondo la relazione:

$$k_h = \eta_h \times z/d$$

con η_h espresso in kg/cm^3 che per terreni immersi con grado di addensamento medio assume il valore di 0.5 kg/cm^3 .

La rigidezza complessiva della struttura è fondamentale ai fini della valutazione dell'azione sismica con la normativa vigente. Infatti, a parità di massa, una struttura meno rigida assorbirà una minore azione sismica essendo maggiore il periodo fondamentale di vibrazione.

Nel caso di una banchina sostenuta da pali parzialmente infissi nel terreno, il periodo fondamentale della struttura, come confermato dai risultati ottenuti attraverso la modellazione con il software utilizzato, è assimilabile a quello di un oscillatore elementare:

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{M / K}$$

con:

M = massa totale della sovrastruttura + massa palo metà tratto immerso

K = rigidezza orizzontale dell'elemento

I parametri dedotti dalla campagna di indagine geologica sono stati utilizzati per la determinazione delle matrici di rigidezza da assegnare ai vincoli che simulano nel modello il suolo alla Winkler per i pali di fondazione. Nel nodo terminale di ogni palo è stata posta

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

una molla puntuale in grado di simulare la rigidezza del terreno al di sotto della base del palo.

8.1.1 Carico limite alle azioni verticali

Il carico limite Q_{Glim} di un gruppo di N pali differisce, in generale, dal prodotto del carico limite Q_{lim} del palo singolo per il numero N di pali del gruppo. Si pone: $Q_{Glim} = N E Q_{lim}$

Dove E è detto efficienza della palificata.

Nel caso di terreni incoerenti, l'esperienza (Vesic, 1968) ha dimostrato che l'efficienza non risulta mai minore dell'unità. Quindi si è proceduto valutando il carico limite considerando ogni palo singolarmente.

Il carico limite di rottura del singolo palo sotto carichi verticali, Q_{lim} , è dato dalla somma di due contributi valutati in condizioni di equilibrio limite

$$Q_{lim} = Q_b + Q_s$$

in cui:

Q_b =resistenza alla punta

Q_s =resistenza laterale

In particolare,

$$Q_b = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot p$$

in cui:

D= diametro del palo

p= resistenza unitaria alla punta = $N^*_q \sigma_{VL}$,

con

σ_{VL} = tensione litostatica verticale alla profondità della base del palo

N^*_q = fattore adimensionale funzione dell'angolo di resistenza al taglio φ' , che per pali trivellati è pari a $\varphi-3^\circ$, e del rapporto L/D, valutato con l'abaco fornito dalle raccomandazioni AGI del 1984, di seguito riportato.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

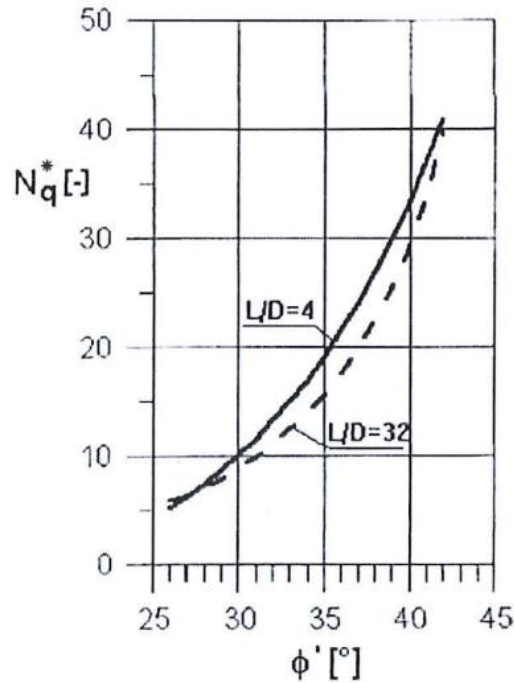


Figura 8-1- Abaco di Berezantev

La resistenza laterale, Q_s , è invece pari a:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L s \cdot dz$$

in cui:

D= diametro del palo

L= lunghezza del palo

s= resistenza tangenziale all'interfaccia palo-terreno= $k \mu \sigma'_{VL}$

con

μ = coefficiente di attrito

$k\sigma'_{VL}$ = tensione effettiva litostatica alla profondità z

Per comprovare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve risultare soddisfatta la seguente espressione:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

con:

$F_{c,d}$ = carico assiale di progetto;

$R_{c,d}$ = capacita portante di progetto allo stato limite ultimo della palificata per carichi assiali.

Il carico limite di progetto $R_{c,d} = R_{bd} + R_{sd}$

R_{bd} = resistenza alla punta di progetto

R_{sd} = resistenza laterale di progetto

Tali valori, come anticipato nel paragrafo 2.2.3, sono ricavati dai valori caratteristici tramite dei coefficiente parziali, γ_s e γ_b riportati nella Tab. 6.4.11 delle NTC 18.

$$R_{sd} = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} \quad R_{bd} = \frac{R_{bk}}{\gamma_b}$$

I sopra citati valori caratteristici sono, a loro volta, da determinare attraverso la:

$$R_{ck} = (R_{bk} + R_{sk}) = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c:cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c:cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

dove i valori ξ_3 e ξ_4 , sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate n , secondo la Tab. 6.4.IV, e nel caso in esame assumono valore pari a 1.70, essendo stata indagata una sola verticale.

Dal calcolo del carico limite verticale è stata valutata la lunghezza di infissione dei singoli pali.

I calcoli saranno aggiornati in fase di progettazione esecutiva sulla base dei risultati delle indagini geognostiche integrative previste.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Di seguito si riporta, a titolo di esempio, il calcolo relativo al palo più sollecitato, il P36.

Geometria palo N. 36		
<i>diametro palo</i>	1,00	m
<i>palo infisso</i>	16,00	m
<i>palo immerso</i>	10,65	m
<i>palo emerso</i>	0,70	m
<i>lunghezza totale</i>	27,35	m
<i>area di influenza</i>	30,55	m ²

Carichi permanenti		
<i>proprio</i>	32754,13	kg
<i>pavimentazione</i>	6048,00	kg
<i>griglie</i>	107,00	kg
<i>soletta</i>	19052,89	kg
<i>trave c.a.</i>	14962,50	kg
<i>trave acciaio HEB 700</i>	816,00	kg
<i>trave acciaio HEB 500</i>	728,50	kg
<i>pulvino</i>	1775,00	kg
<i>pensilina</i>	1527,50	kg
Totale carichi permanenti	77771,51	kg

Carichi variabili		
<i>Accidentale</i>	15275,00	kg
<i>Vento pensilina</i>	1924,65	kg
Totale carichi variabili	17199,65	kg

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

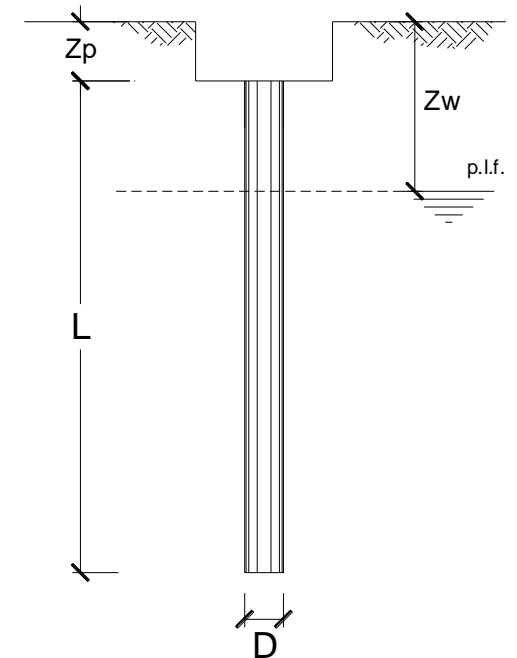
DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): **1,00 m** Area del Palo (A_p): **0,785 m²**

Quota testa Palo dal p.c. (z_p): **0,00 m** Quota falda dal p.c. (z_w): **0,00 m**

Carico Assiale Permanente (G): **777,715 kN** Carico Assiale variabile (Q): **171,997 kN**

Numero di strati **2** Lpalo = **16,00 m**



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo		permanenti γ _G	variabili γ _Q	γ _b	γ _s	γ _s traz	
SLS	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	⊕	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		○	1,10	1,20	1,50	1,30	1,30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₃	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ ₄	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ	C'_{med}	φ'_{med}	$C_{u\ med}$
			(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)
(-)	(m)					
1	7,40	Piroclastiti sabbioso-limose addensate	18,63	0,0	36,2	0,0
2	8,60	Piroclastiti sabbioso-limose addensate alternate a breccie e lave vacuolari	19,06	0,0	36,2	0,0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,41	0,73		0,70
0,41	0,73		0,70

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ	C'_{min}	φ'_{min}	$C_{u\ min}$
			(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)
(-)	(m)					
1	7,40	Piroclastiti sabbioso-limose addensate	18,26	0,0	35,2	0,0
2	8,60	Piroclastiti sabbioso-limose addensate alternate a breccie e lave vacuolari	18,47	0,0	35,2	0,0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,42	0,71		0,70
0,42	0,71		0,70

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	7,40	Piroclastiti sabbioso-limose addensate	222,4					212,3				
2	8,60	Piroclastiti sabbioso-limose addensate alternate a brecce e lave vacuolari	832,4	19,44	0,00	2756,0	2164,6	787,5	17,32	0,00	2319,7	1821,9

<u>CARICO ASSIALE AGENTE</u>	<u>CAPACITA' PORTANTE MEDIA</u>	<u>CAPACITA' PORTANTE MINIMA</u>
$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q = 1269,0 \text{ (kN)}$	base $R_{b,cal \text{ med}} = 2164,6 \text{ (kN)}$	base $R_{b,cal \text{ min}} = 1821,9 \text{ (kN)}$
	laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 1054,8 \text{ (kN)}$	laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 999,7 \text{ (kN)}$
	totale $R_{c,cal \text{ med}} = 3219,3 \text{ (kN)}$	totale $R_{c,cal \text{ min}} = 2821,6 \text{ (kN)}$
 <u>CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA</u>	 <u>CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO</u>	$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1659,8 \text{ (kN)}$
$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1071,7 \text{ (kN)}$	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$	$F_s = R_{c,d} / N_d$
$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 588,1 \text{ (kN)}$	$R_{c,d} = 1305,2 \text{ (kN)}$	$F_s = 1,03$

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

8.1.2 Calcolo dei cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti della palificata, si procede con il calcolo del cedimento del palo singolo secondo la seguente espressione:

$$\delta = \beta \cdot F_{ck} / E \cdot L$$

In cui:

β = coefficiente di influenza adimensionale funzione di L/D e del modello di sottosuolo adottato;

F_{ck} = carico caratteristico agente;

E = modulo elastico del terreno;

L = lunghezza del palo.

Nel caso in cui il palo è realizzato in terreni stratificati, si considera la lunghezza cosiddetta "utile" (L_u), che coincide con quella del tratto di palo ammorsato negli strati inferiori più rigidi. In analogia, il modulo E da introdurre è proprio quello dello strato di terreno in cui è ammorsato il palo.

In riferimento alla teoria di Poulos & Davis (1981) si ha:

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_u/D)$$

Nella stima resa nell'ambito del presente lavoro è stata considerata quale "utile", a favore di sicurezza, la sola lunghezza di palo all'interno dello strato di Piroclastiti sabbioso-limose addensate alternate a brecce e lave vacuolari.

Anche nella condizione più gravosa i cedimenti massimi sono risultati inferiori al millimetro.

Il cedimento medio della palificata può essere espresso come il prodotto del cedimento del palo isolato, a parità di carico medio, per un coefficiente di amplificazione R_s legato alla geometria della fondazione. In modo equivalente si può fare riferimento al parametro $R_g = R_s/n$, in cui n è il numero di pali della palificata: $\delta_p = n \cdot R_g \cdot \delta$

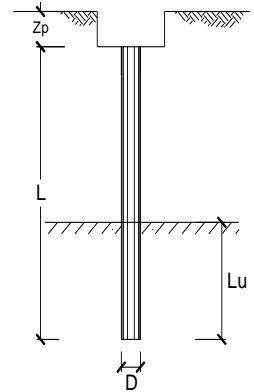
PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1,00	m
Carico sul palo (P):	949,7	kN
Lunghezza del Palo (L):	16,00	m
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	8,60	m
Modulo di Deformazione (E):	647,00	MPa
Numero di pali della Palificata (n):	12	(-)
Spaziatura dei pali (s)	4,7	m



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D) \quad 1,43 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} \quad 0,24 \quad \text{mm}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad 1,877$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = \quad 0,89 \quad \text{mm}$$

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

8.1.3 Carico limite alle azioni orizzontali

In presenza di forze orizzontali sul palo, ad esempio il sisma, è necessario procedere al dimensionamento del medesimo a carico limite sotto queste azioni.

La complessità del problema nel suo insieme è tale da risultare senz'altro inquadrabile quale problema tridimensionale, essendo così definibile lo stato tenso-deformativo del complesso palo-terreno sotto azioni orizzontali. Per poter giungere ad una soluzione analitica, pertanto, è necessario procedere introducendo alcune ipotesi semplificative (teoria di BROMS, 1964):

- il terreno è omogeneo;
- il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluenza e l'interazione palo-terreno è determinabile solo dalla dimensione caratteristica D della sezione del palo misurata normalmente alla direzione del movimento (nel caso di pali circolari, quali quelli in argomento, il diametro D del palo stesso);
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico: ne discende che sono considerate trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

In particolare l'ultima delle ipotesi appena elencate comporta che il palo abbia solo moti rigidi fino al punto in cui si determina la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione procede indefinitamente con momento costante.

In ragione del fatto che i pali sono vincolati in testa dall'impalcato, vale a dire da una struttura che ne limita totalmente o parzialmente le rotazioni, la condizione di lavoro attesa per i pali sotto carichi orizzontali è proprio quella di pali con testa impedita di ruotare.

I possibili meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dall'eccentricità del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione ed anche, dalla resistenza che il terreno è in grado di esercitare.

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio, ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale H corrispondente ai tre meccanismi di rottura, funzione delle caratteristiche del terreno, delle caratteristiche geometriche del palo oltre che del momento di plasticizzazione M_y . I meccanismi di rottura potenzialmente occorrenti sono:

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

- meccanismo di “palo corto”: in nessuna sezione del palo viene raggiunto il momento di plasticizzazione M_y

Dall'equilibrio alla traslazione si ottiene:

$$H = R = \frac{3}{2} k_p \gamma d L^2$$

Essendo:

$$p = 3 k_p \gamma d L^2$$

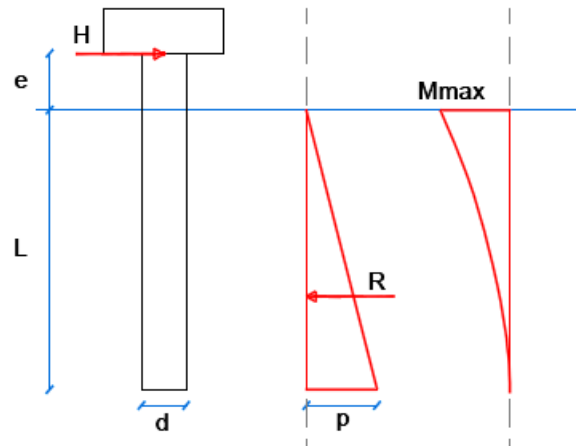
e = eccentricità

L = lunghezza del palo infissa nel terreno

Il momento massimo sarà pari a:

$$M_{max} = H \left(\frac{2}{3} L + e \right) \Rightarrow H = \frac{M_{max}}{\left(\frac{2}{3} L + e \right)}$$

Se $M_{max} > M_y$ si passa al meccanismo di palo intermedio



PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

- meccanismo di “palo intermedio”: il momento di plasticizzazione viene raggiunto solo in corrispondenza dell’attacco palo-impalcato (una cerniera plastica);

Dall’equilibrio alla traslazione si ottiene:

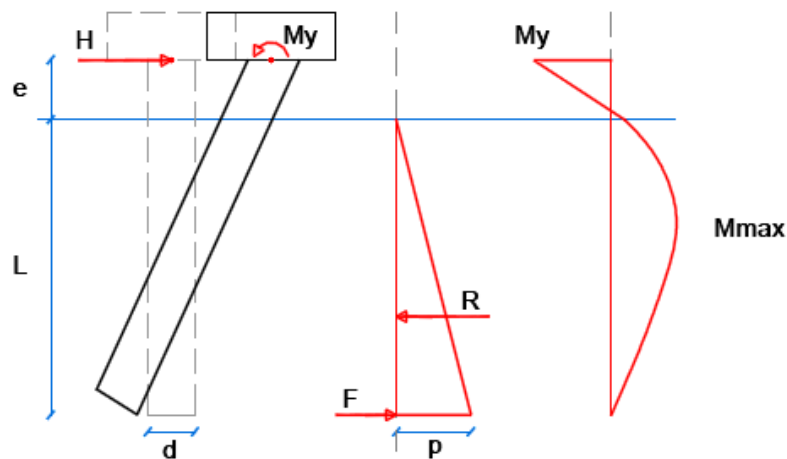
$$H+F=R=\frac{3}{2}k_p \gamma d L^2 \Rightarrow F=\frac{3}{2}k_p \gamma d L^2 - H$$

Essendo $p=3 k_p \gamma d L^2$

Dall’equilibrio alla rotazione attorno al punto di applicazione di H si ottiene:

$$M_y = R \left(\frac{2}{3} L + e \right) - F(e+L)$$

$$M_y = \frac{3}{2}k_p \gamma d L^2 \left(\frac{2}{3} L + e \right) - \left(\frac{3}{2}k_p \gamma d L^2 - H \right) (e+L) \Rightarrow H = \frac{1}{e+L} \left(M_y + \frac{1}{2} k_p \gamma d L^3 \right)$$



Se $M_{max} > M_y$ si passa al meccanismo di palo lungo

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

- meccanismo di "palo lungo": il momento di plasticizzazione viene raggiunto, oltre che in corrispondenza dell'attacco palo-impalcato, anche in una ulteriore sezione lungo il fusto del palo (formazione di due cerniere plastiche).

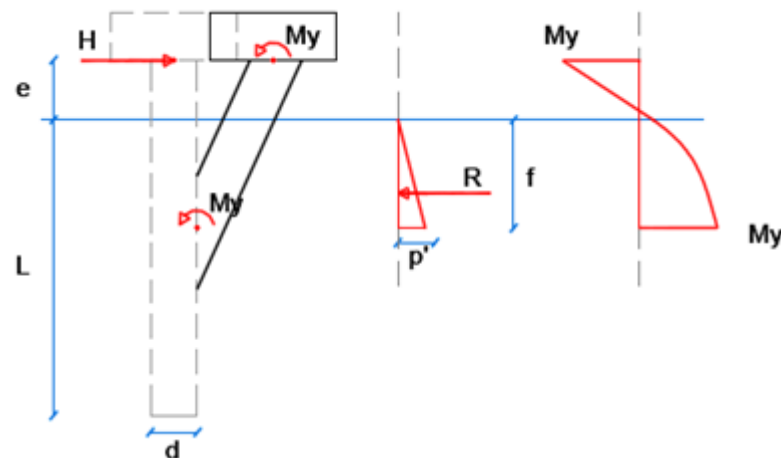
Dall'equilibrio alla traslazione si ottiene:

$$H=R=\frac{3}{2}k_p \gamma d f^2 \Rightarrow f^2=\frac{2}{3} \frac{H}{k_p \gamma}$$

Essendo f la profondità a cui si forma la seconda cerniera plastica

Dall'equilibrio alla rotazione attorno al punto di applicazione di H si ottiene:

$$2M_y = R \frac{2}{3} f - H e \Rightarrow H = \frac{2M_y}{\frac{2}{3}f - e}$$



Nel caso in esame si è visto che il meccanismo che si determina è di palo lungo.

Per comprovare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi la seguente condizione: $H_{lim} > F_t$, con F_t = azione orizzontale agente sul palo.

Nel caso specifico, l'azione orizzontale massima è quella che deriva dall'azione sismica (tagliante di piano, applicato alla quota dell'impalcato), ricavata dall'analisi della struttura complessiva, effettuata con l'ausilio del software strutturale "WinStrand" prodotto dall'Enexsys s.r.l. di Casalecchio di Reno (BO).

Di seguito si riporta, a titolo di esempio, il calcolo relativo al palo più sollecitato del primo impalcato, il palo N. 16, armato con armature longitudinali pari a 24 Φ 24.

Il tagliante di piano agente sul singolo palo è pari a 160 kN.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Il coefficiente di sicurezza $\gamma=1.3 \times 1.7= 2.21$

Dati geometrici		
L=	13,5	[m]
e=	7,15	[m]
d=	1	[m]
My=	1647400	[Nm]
L/d=	13,5	
e/d=	7,15	

$\gamma=$	8600	[N/m ³]	$\gamma_{\text{terreno saturo}} - \gamma_{\text{acqua}}$
$\phi=$	35,2	[°]	
$\sin(\phi)=$	0,576432316		
kp=	3,722		
$k=3kp\gamma \cdot d=$	96022	[N/m ²]	

H corto=	8750034	[N]
Mmax=	141313055	[Nm]
H medio=	1986564	[N]
H lungo=	366425	[N]
Tipo	Lungo	
H _{min} =	366425	[N]

$$H_{amm} = H_{min} / \text{coeff. sicurezza}$$

$$H_{amm}(\text{kN}) = 165,8$$

H_{amm}	\geq	Ft
-----------	--------	----

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

9 CALCOLO DELLA STRUTTURA

9.1.1 Descrizione del modello di calcolo

L'analisi strutturale del complesso del nuovo pontile è stata effettuata attraverso la creazione di un modello tridimensionale agli elementi finiti con l'ausilio del software strutturale "WinStrand" prodotto dall'Enexsys s.r.l. di Casalecchio di Reno (BO). Il modello è stato realizzato tenendo in conto le dimensioni degli elementi strutturali e la loro disposizione planimetrica.

La presenza dei giunti strutturali ha consentito la separazione longitudinale in 3 moduli, strutturalmente indipendenti tra loro. La nuova struttura, attraverso un giunto strutturale all'interfaccia, sarà indipendente anche dalla struttura che costituirà la nuova banchina.

I 3 modelli strutturali sono costituiti da una piastra su 2 file di pali parallele di diametro 1000, collegate mediante travi in c.a. della sezione di m 0,90 x 1,20.

Il gruppo di pali di fondazione viene schematizzato nel codice di calcolo assimilandolo ad un elemento boundary, agente nel nodo definito dall'operatore, ed in grado di reagire lungo le sei componenti di spostamento possibili per il nodo.

La matrice di rigidezza dell'elemento palo o gruppo di pali risulta pertanto essere così composta:

	U _x	U _y	U _z	R _x	R _y	R _z
U _x	K _{U_xU_x}	K _{U_xU_y}	K _{U_xU_z}	K _{U_xR_x}	K _{U_xR_y}	K _{U_xR_z}
U _y		K _{U_yU_y}	K _{U_yU_z}	K _{U_yR_x}	K _{U_yR_y}	K _{U_yR_z}
U _z			K _{U_zU_z}	K _{U_zR_x}	K _{U_zR_y}	K _{U_zR_z}
R _x				K _{R_xR_x}	K _{R_xR_y}	K _{R_xR_z}
R _y		sim.			K _{R_yR_y}	K _{R_yR_z}
R _z						K _{R_zR_z}

Tale matrice può essere definita direttamente dall'operatore ovvero calcolata con l'ausilio del programma Pali. In ogni caso il codice di calcolo si limita ad assemblare la matrice, assumendo che la stessa sia già definita nel sistema di riferimento globale, ed a ottenere le sei componenti di sollecitazioni ad essa associate.

I carichi adottati e le condizioni e combinazioni di carico definite sono le medesime per tutte e tre i moduli, e sono di seguito riportate.

9.1.2 Analisi dei carichi adottati nella modellazione di calcolo

PESO PROPRIO STRUTTURALE (G ₁)	Definito dal programma	Pali, travi in c.a., travi in acciaio
CARICO PERMANENTE (G ₂)	625 kg/m ²	Soletta (25 cm)
	240 kg/m ²	Pavimentazione (10 cm)

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

	20 kg/m ² 50 kg/m ²	Orsogril Permanente pensilina
CARICO VARIABILE (Q) (CAT. C)	500 kg/m ²	
CARICO VENTO (Q)	105 kg/m ²	Pensilina
TIRO ALLA BITTA (Q)	15000 kg 3000 kg	Attracco aliscafi Attracco imbarcazioni private
AZIONI DELLA TEMPERATURA (Q)	± 15 °C ± 25 °C	Strutture in c.a. protette Strutture in acciaio
MOTO ONDOSI (E)	3677,7 kg/m ²	

9.1.3 Dati generali relativi all'analisi dinamica

Spettro in accordo con TU 2018

- Vulcano Porto Longitudine 14.9681 Latitudine 38.3906
- Tipo di Terreno B
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.2000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso III coefficiente C_U 1.5
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di duttilità α_U/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

Stato limite	C $q_o = C \alpha_U/\alpha_1$	q_H	q_v
SLV	2.50	2.50	1.50
SLD	1.50	1.50	1.50
SLC	2.50	2.50	1.50
SLO	1.00	1.00	1.50

- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

TU 2018 SLV H

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 712 (anni)
- S_s 1.135
- T_B 0.14 [sec]
- T_C 0.43 [sec]
- T_D 2.61 [sec]
- a_g/g 0.2530
- F_o 2.6190
- T_C^* 0.3120

TU 2018 SLD H

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 63.0 e periodo di ritorno (T_R) 75 (anni)
- S_s 1.200
- T_B 0.14 [sec]
- T_C 0.41 [sec]
- T_D 2.00 [sec]
- a_g/g 0.1000
- F_o 2.5110
- T_C^* 0.2940

Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse

- Cond. Carico 1 Proprio 1.0000
- Cond. Carico 2 Portato 1.0000
- Cond. Carico 3 Accidentale 0.6000
- Cond. Carico 4 Temperatura + 0.0000
- Cond. Carico 5 Temperatura - 0.0000
- Cond. Carico 6 Variabili 0.0000

Angoli d'ingresso del Sisma

- SLV Direzione 1 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLV Direzione 2 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLV Direzione 3 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLV Direzione 4 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLD Direzione 5 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLD Direzione 6 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLD Direzione 7 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLD Direzione 8 Angolo in pianta 270.00 [°]

Condizioni di carico definite

Condizione	
1	proprio
2	portato
3	accidentale
4	dt+
5	dt-
6	variabili
7	Sisma 0SLU
8	Sisma 90SLU
9	Sisma 180SLU
10	Sisma 270SLU
11	Sisma 0SLD
12	Sisma 90SLD
13	Sisma 180SLD
14	Sisma 270SLD

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero	
1	accidentale
2	dt+
3	dt-
4	variabili

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6
1	1.3	1.3	1.5	0.9	0.9	0.9
2	1.3	1.3	1.05	1.5	0.9	0.9
3	1.3	1.3	1.05	0.9	1.5	0.9
4	1.3	1.3	1.05	0.9	0.9	1.5

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero	
5	Sisma 0 / 90
6	Sisma 0 / 270
7	Sisma 90 / 0
8	Sisma 90 / 180
9	Sisma 180 / 90
10	Sisma 180 / 270
11	Sisma 270 / 0
12	Sisma 270 / 180

Comb.\Cond	1	2	3	7	8	9	10
5	1	1	0.6	1	0.3		
6	1	1	0.6	1	0.3		
7	1	1	0.6	0.3	1		
8	1	1	0.6	1	0.3		
9	1	1	0.6	0.3	1		
10	1	1	0.6	1	0.3		
11	1	1	0.6	0.3	1		
12	1	1	0.6	0.3	1		

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero	
13	accidentale
14	dt+
15	dt-
16	variabili

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6
13	1	1	1	0.6	0.6	0.6
14	1	1	0.7	1	0.6	0.6
15	1	1	0.7	0.6	1	0.6
16	1	1	0.7	0.6	0.6	1

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero	
17	accidentale
18	dt+

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

19	dt-
----	-----

Combinazione di carico numero	
20	variabili

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6
17	1	1	0.7			
18	1	1	0.6	0.5		
19	1	1	0.6		0.5	
20	1	1	0.6			0.2

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero	
21	Quasi Permanenti

Comb.\Cond	1	2	3
21	1	1	0.6

Combinazioni agli Stati Limite di Danno

Combinazione di carico numero	
22	Sisma 0 / 90
23	Sisma 0 / 270
24	Sisma 90 / 0
25	Sisma 90 / 180
26	Sisma 180 / 90
27	Sisma 180 / 270
28	Sisma 270 / 0
29	Sisma 270 / 180

Comb.\Cond	1	2	3	11	12	13	14
22	1	1	0.6	1	0.3		
23	1	1	0.6	1			0.3
24	1	1	0.6	0.3	1		
25	1	1	0.6		1	0.3	
26	1	1	0.6		0.3	1	
27	1	1	0.6			1	0.3
28	1	1	0.6	0.3			1
29	1	1	0.6			0.3	1

9.1.4 Calcolo giunto tecnico

Le strutture in progetto, saranno separati mediante un giunto tecnico, dimensionato in accordo alle prescrizioni della normativa sismica vigente.

Secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.1 "Caratteristiche generali delle costruzioni - Distanza tra costruzioni contigue" del DM 17/01/2018, la distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue.

PROGETTO DEFINITIVO

MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI LEVANTE E DI PONENTE NELL'ISOLA DI VULCANO CON LA SISTEMAZIONE DEL MOLO FORANEO E COLLEGAMENTO TRA LE BANCHINE PORTUALI E RADICE PONTILE ATTRACCO ALISCAFO

RELAZIONE DI CALCOLO, SISMICA E GEOTECNICA

Per i manufatti di progetto, dai tabulati di calcolo si evince che gli spostamenti massimi che si ottengono per lo SLV risultano pari a:

$$\underline{\text{IMPALCATO 1}} \quad 0,90 \text{ cm}$$

$$\underline{\text{IMPALCATO 2}} \quad 2,68 \text{ cm}$$

$$\underline{\text{IMPALCATO 3}} \quad 2,62 \text{ cm}$$

Ne consegue che i giunti tecnici di separazione tra le strutture previste in progetto dovranno risultare almeno pari a:

$$\underline{\text{BANCHINA - IMPALCATO 1}} = 0,90 \text{ cm}$$

$$\underline{\text{IMPALCATO 1 - IMPALCATO 2}} = 0,90 \text{ cm} + 2,68 \text{ cm} = 3,58 \text{ cm}$$

$$\underline{\text{IMPALCATO 2 - IMPALCATO 3}} = 2,68 \text{ cm} + 2,62 \text{ cm} = 5,30 \text{ cm}$$

Inoltre, la normativa impone che la distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non può in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccato della fondazione o dalla sommità della struttura

scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $\frac{1}{100} \cdot h \cdot \frac{a_g \cdot S}{0,5 \cdot g} \leq 1$.

Nel caso in esame si ha:

$$a_g/g \quad 0,2530$$

$$S = S_s \cdot S_T = 1,13 \cdot 1,20$$

Le h misurate dallo spiccato delle fondazioni sono pari a:

$$h_{\text{BANCHINA - IMPALCATO 1}} = 4,90 \text{ m}$$

$$h_{\text{IMPALCATO 1 - IMPALCATO 2}} = 8,79 \text{ cm}$$

$$h_{\text{IMPALCATO 2 - IMPALCATO 3}} = 12,65 \text{ cm}$$

Conseguentemente la distanza tra le due struttura dovrà essere almeno:

$$d_{\text{BANCHINA - IMPALCATO 1}} = 3,38 \text{ cm}$$

$$d_{\text{IMPALCATO 1 - IMPALCATO 2}} = 6,06 \text{ cm}$$

$$d_{\text{IMPALCATO 2 - IMPALCATO 3}} = 8,72 \text{ cm}$$

I giunti tecnici, a favore di sicurezza, sono stati tutti dimensionati pari a **10 cm**.