0	08/2013		P. Burigo	A. Galli	Venturini
Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato

REGIONE LIGURIA PROVINCIA DI GENOVA COMUNE DI GENOVA

PROTOCOLLO D'INTESA PER GLI INTERVENTI STRUTTURALI VOLTI ALLA MITIGAZIONE DELL'EMERGENZA IDRAULICA DEL BACINO DEL TORRENTE BISAGNO, ALLA RIDEFINIZIONE URBANISTICA DEL TRATTO TERMINALE ED ALLA RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE DELL'ALVEO E DELLE AREE CIRCOSTANTI

COMUNE DI GENOVA

AREA TECNICA - DIREZIONE MANUTENZIONE INFRASTRUTTURE E VERDE PUBBLICO

Dirigente **Ing. Stefano PINASCO**

PROGETTISTI:

A.T.I.

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.
ARTELIA GROUP S.A.

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO **Ing. Stefano PINASCO**

Staff tecnico

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
Ing. A.Scotti - Ing. S. Venturini
STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI
Ing. D Cerlini - Ing. M. Ferrari
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.
Ing. A.Galli - Ing. U. Galli
ARTELIA GROUP S.A.
Mr. O. Cazaillet

Intervento/Opera

SCOLMATORE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA
PRIMO LOTTO: REALIZZAZIONE DELLE OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA IDRAULICA DEL TORRENTE FEREGGIANO (E RIVI ROVARE E NOCE)

Elaborato

SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.

Dott. Ing. Alberto Galli

Oggetto della tavola

RELAZIONI DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
Opere di sbocco a mare
Calcoli preliminari delle strutture

Scala: ---

Data: Agosto 2013

Progetto Definitivo

Tavola N° PD1.RC.05

Codice GULP	Codice Commessa Precedente	Revisione
12383	DSU100	0

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DEL COMUNE DI GENOVA E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

OPERA DI SBOCCO A MARE E CAMERA DI RACCORDO CON GALLERIA ESISTENTE FEREGGIANO

CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

I N D I C E

1. PREMESSA 4

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 7

3. CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE 8

3.1. Situazioni progettuali 8
3.2. Stato limite ultimo 8
3.3. Stato limite di esercizio 12
3.4. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali 12
3.5. Tensioni ammissibili 13

4. MATERIALI 15

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 16

6. ANALISI DEI CARICHI 17

6.1. Vita utile di progetto 17
6.2. Carichi permanenti 17
6.3. Carichi variabili dovuti alla marea 17
6.4. Carichi variabili dovuti al sovraccarico 17
6.5. Azione sismica 18
6.5.1. Accelerazione sismica di progetto 18
6.5.2. Spinta del terreno in fase sismica 19
6.5.3. Spinta idrodinamica in fase sismica 19

7. FATTORI DI CARICO 20

7.1. Stato limite ultimo 20
7.2. Stato limite idraulico 20
7.3. Stati limite di esercizio 21

8. VERIFICA OPERE PROVVISIONALI (AREA SBOCCO A MARE) 22

8.1. Indicazioni in merito al calcolo delle opere provvisionali 22
8.2. Opere provvisionali parte terminale dello sbocco a mare 24
8.2.1. Diaframma a triplice fila di tiranti 24
8.2.2. Diaframma con puntoni di contrasto 29
8.3. Opere provvisionali tratto attacco della galleria e parte terminale dello sbocco a mare 32

9. VERIFICA CORSIA DI ALAGGIO (AREA SBOCCO T. BISAGNO) 35

10. VERIFICA DELLE OPERE DEFINITIVE RELATIVE ALLO SBOCCO A MARE 40

10.1. Verifica agli stati limite SLU & SLE (riassunto) 40
10.2. Verifica di capacità portante 41
10.3. Verifica agli stati limite idraulici 43

11. RISPOSTE ALLE OSSERVAZIONI RIPORTATE NELLA 'RELAZIONE SULLE OPERE GEOTECNICHE' (prof. Ing. Riccardo Berardi, dicembre 2006) 45

ALLEGATO "1": RELAZIONE DI CALCOLO DEL DIAFRAMMA A DOPPIA FILA DI TIRANTI

ALLEGATO "2": RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE DEFINITIVE RELATIVE ALLO SBOCCO A MARE (GALLERIA)

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1: sezione trasversale tipologica 6

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 3.1: Tabella dei coefficienti parziali per le azioni 11
Tabella 3.2: Tabella dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici 11

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo preliminare delle strutture delle opere di sbocco a mare ricadenti all'interno del progetto definitivo delle opere di laminazione e controllo delle piene del torrente Bisagno e dei rii Fereggiano, Rovare e Noce, secondo quanto predisposto dalla Regione Liguria, per la corretta pianificazione degli interventi di difesa e la gestione del territorio, in conformità a quanto indicato nel D.P.R. del 18.7.1995 e quanto stabilito all'art. 8 della L. R. n° 9/93, il Piano di bacino del torrente Bisagno, che è stato approvato con delibera del Comitato Provinciale n° 62 del 4.12.2001.

Sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale" elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito sulla base della risoluzione della Commissione Nazionale di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi nella seduta del 23 aprile 1997 e riportato nell'Ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, il comune di Genova è stato classificato in zona sismica di 4° categoria (nella precedente classificazione il comune di Genova non ricadeva in zona sismica).

Relativamente ai metodi di calcolo, si precisa come le verifiche siano state eseguite secondo il Metodo degli Stati Limite per le strutture principali definitive e con il Metodo delle Tensioni Ammissibili per le strutture di sostegno provvisionali. Tale approccio è giustifito sia dalla diversa funzione strutturale nel tempo sia direttamente dalla normativa vigente D.M. 14/01/2008 la quale al paragrafo § 2.7 scrive: *"...per le costruzioni di tipo 1 e 2 e classe d'uso I e II, limitatamente ai siti ricadenti in zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili...*".

Le altre normative richiamate nelle relazioni di calcolo allegate ed eseguite utilizzando il software di calcolo ProSap sono solamente richiamate come possibili normative utilizzabili dal programma stesso.

Il manufatto di sbocco a mare è ubicato in corrispondenza dell'attuale sbocco a mare del deviatore del torrente Fereggiano (nei pressi dello stabilimento balneare Benvenuto), secondo quanto già previsto in fase di progettazione preliminare dell'intervento.

L'opere di sbocco a mare verificate in questa relazione sono costituite dalle seguenti componenti:

- ***prolungamento della galleria principale:***

tale prolungamento si estende per circa 120 m oltre Corso Italia fino allo sbocco a mare collocato in prossimità dell'attuale isobata -7.00 m s.m.m. Il prolungamento viene effettuato mantenendo la sezione policentrica con diametro interno 9.50 m e la pendenza longitudinale pari al 4‰.
La quota di scorrimento della galleria in corrispondenza della sezione terminale di sbocco risulta pari a -6.30 m. s.m.m..

La galleria risulterà quindi sommersa per circa 2/3 della sua sezione al di sotto del livello medio del mare, risultando di conseguenza in buona parte invisibile sia da terra sia da mare.

Per ottimizzare l'inserimento visivo dell'opera è previsto il taglio in sagoma della sezione terminale dell'opera inserendola nella nuova scogliera di terra di progetto (caratterizzata da una pendenza 2:1).

Per lo svolgimento delle operazioni di manutenzione straordinaria nel tratto terminale della galleria (al di sotto del livello medio mare) è stato studiato un sistema di panconatura che consentirà la chiusura stagna della sezione terminale di sbocco e successiva messa in asciutta dello Scolmatore.
Il sistema di chiusura sarà costituito da panconi con scorrimento su due guide (gargami) inclinate in acciaio inox alloggiati nelle due "nervature" in c.a. ricavate nel portale in c.a. di sbocco del manufatto, in adiacenza alla sezione terminale della galleria. Lo scorrimento dei panconi avverrà su pattini in polizene (polietilene ad altissima densità), con sistema di posa/recupero mediante trave pescatrice. Tutte le parti immerse del sistema saranno realizzate in acciaio inox, mentre i panconi verranno trattati con zincatura a caldo.

- ***ricostruzione dello scalo di alaggio:***

demolizione e ricostruzione dello scalo esistente per garantire la possibilità di accesso al mare alle imbarcazioni.
Il nuovo scalo di alaggio viene inserito nella nuova protezione di costa mediante realizzazione di due muri d'ala in c.a..
Lo scalo è collocato più a ponente rispetto a quello attualmente esistente al fine di consentire la possibilità di discesa a mare anche nel periodo dei lavori di scavo della galleria di adduzione principale e presenta una larghezza di 6 m (in luogo dei 3.70 m ca. attuali)

per migliorare l'accesso al mare da parte delle imbarcazioni e dei bagnanti. La pendenza è pari al 10% parte emersa e 25% per l'avanscalo.
La nuova collocazione della corsia di alaggio rende necessario lo spostamento del tratto finale del rio Marinetta (sezione scatolare 1.5 m x 1.5 m), che verrà leggermente deviato verso est rispetto alla sua attuale posizione.

Per quanto riguarda i dettagli circa le dimensioni della struttura e i particolari costruttivi si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Sull'area interessata dall'intervento si è realizzato uno studio geologico-geotecnico per i cui dettagli si rimanda alla relativa relazione.

La Figura 1.1 mostra la sezione trasversale tipologica della galleria.

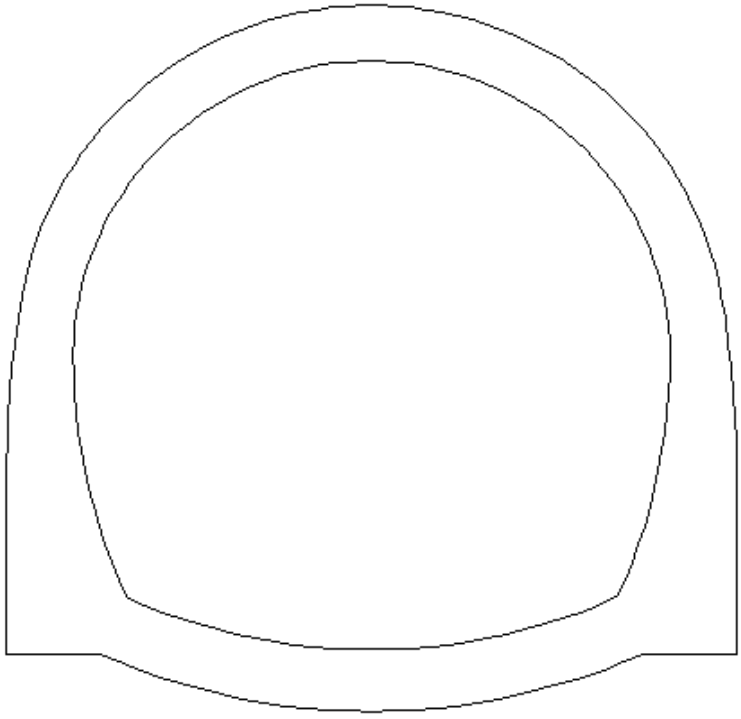


Figura 1.1: sezione trasversale tipologica

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nei successivi capitoli si fa riferimento alla normativa seguente:

- DM Infrastrutture e trasporti 14/01/08, "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare Min.LL.PP. del 02/02/2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche", di cui al DM.LL.PP. prece dente;
- UNI-EN 1991-1 – Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture;
- UNI-EN 1991-1 – Eurocodice 2 – Progetto di strutture in conglomerato cementizio;
- UNI-EN 1993-1-1 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio;
- UNI-EN 1997-1 – Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica;
- UNI-EN 1998-5 – Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture;
- Consiglio Superiore lavori Pubblici, 23-09-0994 n. 156 – Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime.

3. CRITERI DI VERIFICA DELLE STRUTTURE

3.1. Situazioni progettuali

Nel seguito verranno individuate le *situazioni di progetto* significative tenendo conto delle circostanze nelle quali si richiede alla struttura di effettuare la sua funzione.

In generale, le situazioni progettuali saranno classificate nella maniera seguente:

- situazioni persistenti, che si riferiscono a condizioni di esercizio normale;
- situazioni transitorie, che si riferiscono a condizioni temporanee applicabili alla struttura, per esempio in fase di esecuzione o di riparazione;
- situazioni eccezionali o accidentali, che si riferiscono a condizioni eccezionali applicabili alla struttura, quali urti, incendi, esplosioni, ecc.;
- situazioni sismiche, che si riferiscono a condizioni applicabili alla struttura quando è soggetta ad eventi sismici.

Le situazioni progettuali che verranno descritte nel seguito, si inquadreranno nelle categorie appena presentate. La situazione progettuale può manifestarsi durante tutta la vita utile della struttura o essere limitata alla durata di una specifica fase di esecuzione o riparazione.

3.2. Stato limite ultimo

Per le strutture in progetto sono stati verificati, secondo i casi, i seguenti stati limite ultimi:

- lo stato limite ultimo EQU: perdita di equilibrio statico della struttura o di qualsiasi parte di essa considerata come rigida;
- lo stato limite ultimo STR: collasso interno o deformazione eccessiva della struttura o degli elementi strutturali;
- lo stato limite ultimo GEO: collasso o deformazione eccessiva del terreno;
- lo stato limite ultimo UPL: perdita di equilibrio della struttura o del terreno dovuta a forze di sollevamento indotte dalla sottopressione dell'acqua;
- lo stato limite ultimo HYD: sifonamento del terreno indotto da gradienti idraulici.

In generale, quando si è considerato uno stato limite di equilibrio statico (EQU), di sollevamento (UPL) o di sifonamento (HYD) si è verificato che:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$$

dove $E_{d,dst}$ è il valore di progetto dell'effetto delle azioni instabilizzanti ed $E_{d,stb}$ è il valore di progetto dell'effetto delle azioni stabilizzanti.

Negli altri casi (STR e GEO), trattandosi di stati limite di rottura o di eccessiva deformazione, si è verificato che:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il citato valore di progetto dell'effetto delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza corrispondente.

Per ogni stato limite ultimo considerato, i valori di progetto delle azioni (o dei loro effetti, secondo quanto precisato nei diversi casi) sono stati determinati combinando il valore rappresentativo delle azioni che si verificano simultaneamente nel modo seguente (la notazione "+" significa "si combina con"):

- <u>situazioni persistenti e transitorie</u> basate sul valore di progetto delle azioni permanenti e dell'azione variabile dominante e sui valori di combinazione delle altre azioni variabili non dominanti:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{"+"} \gamma_P P \text{"+"} \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{"+"} \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- <u>situazioni di progetto eccezionali (o accidentali)</u> basate sui valori di progetto delle azioni permanenti e dell'azione eccezionale (o accidentale), sul valore frequente o quasi permanente dell'azione variabile dominante (la scelta tra il valore frequente e quasi permanente dell'azione dipende dalla specifica situazione di progetto eccezionale e viene discusso caso per caso) e sui valori quasi permanenti delle altre azioni variabili:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{"+"} P \text{"+"} A_d \text{"+"} (\psi_{1,1} \text{ o } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \text{"+"} \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- <u>situazioni di progetto sismiche</u> basate sui valori caratteristici delle azioni permanenti, sui i valori quasi permanenti delle azioni variabili e sul valore di progetto dell'azione sismica:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Sia la nuova normativa nazionale "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/1/2008 che gli Eurocodici dedicano una particolare trattazione al caso delle opere che interagiscono con il terreno. Le considerazioni che seguono sono particolarizzate al caso delle opere di sostegno. Eventuali generalizzazioni verranno discusse caso per caso.

Nel calcolo geotecnico le azioni possono essere azioni vere e proprie applicate alla struttura o azioni indotte dal terreno sulla struttura. La norma richiede la verifica degli stati limite ultimi con più di un approccio progettuale, distinguendo la fattorizzazione nelle due categorie di azioni.

Nei calcoli è stato impiegato il 'single source principle' (EN 1990): il principio afferma che se i valori caratteristici di azioni permanenti derivanti da una comune origine fisica agiscono simultaneamente sia in maniera favorevole che sfavorevole (ad esempio il peso proprio del terreno a monte e a valle dell'opera di sostegno) un solo coefficiente verrà applicato alla somma dei valori di tali azioni o dei loro effetti.

Per il calcolo delle massime sollecitazioni agenti sulle strutture verranno seguiti due diversi approcci progettuali.

Gli approcci progettuali altro non sono che diversificazioni nei valori dei set di coefficienti da usare nelle combinazioni di carico già discusse. In particolare, i coefficienti di amplificazione/abbattimento sono applicati a tre categorie di grandezze: le azioni "A" (o i loro effetti), i parametri meccanici del terreno "M" (che servono a determinare le spinte e quindi indirettamente le azioni geotecniche) e le resistenze "R" (espresse, ad esempio, attraverso forze d'attrito, ecc.).
La verifica allo stato limite ultimo si esprime sempre come confronto fra:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il citato valore di progetto dell'effetto delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza corrispondente, e la combinazione ha sempre l'espressione presentata (situazioni persistenti o transitorie, eccezionali e sismiche). Le combinazioni sono sempre

quelle presentate. I valori dei coefficienti di amplificazione sono quelli illustrati nelle tabelle sotto riportate.

Pertanto i calcoli e le verifiche per la fondazione della galleria definitiva, sono state condotte per la combinazione dell'**Approccio 2** per le fondazioni:

- set A1+M1+R3;

dove R è da assumere caso per caso in funzione del tipo di verifica (γ_R = 2.3 per la verifica di capacità portante e γ_R = 1.1 per la verifica a scorrimento).

Nella combinazione (A1+M1) i parametri del terreno sono quelli caratteristici (γ_M = 1) e le azioni sono amplificate con coefficienti $\gamma_F \neq 1$:

Azioni		Simbolo	Set	
			A1	A2
Permanenti strutturali	Sfavorevole	γ_{G1}	1,3	1,0
	Favorevole		1,0	1,0
Permanenti portati	Sfavorevole	γ_{G2}	1,5	1,0
	Favorevole		1,0	1,0
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qi}	1,5	1,3
	Favorevole		0	0

Tabella 3.1: Tabella dei coefficienti parziali per le azioni

Parametri del terreno	Simbolo	Set	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25(*)
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Coesione non drenata	γ_{Cu}	1,0	1,4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso specifico	γ_{γ}	1,0	1,0

(*) applicato alla tgϕ'

Tabella 3.2: Tabella dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici

Nei calcoli i coefficienti sono stati applicati direttamente ai valori rappresentativi delle azioni (quindi a $\psi \times F_k$), salvo quando così facendo si creino delle situazioni fisicamente incoerenti (ad esempio applicando il coefficiente sull'altezza di falda); in tali casi i coefficienti sono stati applicati agli effetti delle azioni.

Nella combinazione A1+M1, nel caso si impieghino modelli a elementi finiti o con trave su suolo elastico, l'applicazione di valori amplificati delle azioni può dar luogo a plasti-

cizzazioni degli elementi non lineari non realistiche o prive di significato fisico; per questa ragione, quando si usino i citati modelli di calcolo, le azioni permanenti (inclusi i pesi, i livelli di falda, ecc.) e le azioni variabili verranno applicate con il loro valore caratteristico in fase di verifica e tutti gli effetti delle azioni verranno amplificati con i relativi fattori.

3.3. Stato limite di esercizio

Le combinazioni da considerare per le verifiche agli stati limite di esercizio sono definite dalle seguenti espressioni:

Combinazione caratteristica (o rara):

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinazione frequente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinazione quasi permanente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Nelle condizioni di servizio si controllano le ampiezze degli spostamenti e delle fessure nel calcestruzzo e, ove significativo, i tassi di lavoro dei materiali.

Si noti che, se per ottenere gli effetti delle azioni della combinazione A1+M1 si effettua una analisi con valori caratteristici delle azioni per poi applicare i coefficienti di amplificazione/abbattimento a tali effetti, i risultati dell'analisi possono essere direttamente impiegati nelle combinazioni per la verifica degli stati limite di esercizio.

3.4. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali

I coefficienti di sicurezza parziali per i materiali costituenti gli elementi strutturali oggetto di verifica nelle relazioni di calcolo sono:

Sezioni in cemento armato

- $\gamma_{cls} = 1.50$ coefficiente relativo al calcestruzzo
- $\gamma_s = 1.15$ coefficiente relativo all'acciaio per cls armato

Sezioni in acciaio da carpenteria (v tab. 4.2.V. NTC 2008)

- Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4: $\gamma_{M0} = 1.05$
- Resistenza all'instabilità delle membrature: $\gamma_{M1} = 1.05$

3.5. Tensioni ammissibili

La tensione ammissibile nel calcestruzzo viene definita con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni R_{ck}, secondo l'espressione seguente:

per calcestruzzo R_{ck} = 45 MPa

$$\overline{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} = 6 + \frac{45 - 15}{4} = 13.50 \text{ N/mm}^2$$

per calcestruzzo R_{ck} = 30 Mpa

$$\overline{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} = 6 + \frac{30 - 15}{4} = 9.75 \text{ N/mm}^2$$

Il valore limite della tensione tangenziale al di sotto del quale non è richiesta la verifica delle armature al taglio è pari a:

per calcestruzzo R_{ck} = 45 Mpa

$$\overline{\tau}_{c0} = 0.4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} = 0.4 + \frac{45 - 15}{75} = 0.80 \text{ N/mm}^2$$

per calcestruzzo R_{ck} = 30 Mpa

$$\overline{\tau}_{c0} = 0.4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} = 0.4 + \frac{30 - 15}{75} = 0.60 \text{ N/mm}^2$$

Ad ogni modo la massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore:

per calcestruzzo R_{ck} = 45 Mpa

$$\bar{\tau}_{c1} = 1.4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} = 1.4 + \frac{45 - 15}{35} = 2.26 \text{ N/mm}^2$$

per calcestruzzo R_{ck} = 30 Mpa

$$\bar{\tau}_{c1} = 1.4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} = 1.4 + \frac{30 - 15}{35} = 1.83 \text{ N/mm}^2$$

Per le barre in acciaio dell'armatura (tipo B450C) la tensione ammissibile è pari a:

$$\bar{\sigma}_s = 255 \text{ N/mm}^2$$

Per l' acciaio tipo S275J0 la tensione ammissibile è pari a:

$$\bar{\sigma}_s = 190 \text{ N/mm}^2$$

La tensione ammissibile a taglio è pari a:

$$\bar{\tau}_{adm} = \frac{\sigma_{adm}}{\sqrt{3}} = \frac{190.00}{\sqrt{3}} = 110{,}00 \text{ N/mm}^2$$

Per l'acciaio da carpenteria tipo S355JR la tensione ammissibile è pari a:

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ N/mm}^2$$

4. MATERIALI

Nel seguito vengono riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali di cui sono composte le opere oggetto di analisi e verifica nella presente relazione. Per una descrizione maggiormente dettagliata di tali materiali, anche in merito alle loro caratteristiche tecnologiche, di durabilità e agli aspetti realizzativi si rimanda agli elaborati grafici.

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono le seguenti:
Calcestruzzo per opere definitive R_{ck} = 45 N/mm² C35/45 (UNI EN 206-1);
Calcestruzzo per opere provvisionali R_{ck} = 30 N/mm² C25/30 (UNI EN 206-1);
Acciaio per armatura tipo B450C;
Acciaio per carpenteria tipo S275J0, S355JR.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento alla caratterizzazione geologico-geotecnica dell'area (si veda anche la Relazione geomeccanica e geotecnica).

L'opera esistente attraversa sostanzialmente due strati, la cui caratterizzazione è riportata di seguito:

Depositi di spiaggia e materiale di riporto
$\gamma = 19$ kN/m^3
$c = 0$
$\varphi = 35°$
$E = 40$ MPa

Flysch di Monte Antola
$\gamma = 25$ kN/m^3
$c = 0.2$ MPa
$\varphi = 45°$
$E = 1000$ MPa

Per i parametri geotecnici di cui non si è parlato nel presente capitolo sono stati considerati validi e quindi applicati i valori riportati nella Relazione geomeccanica e geotecnica, e nell'Elaborato *"Profilo geomeccanico in asse galleria Fereggiano"*.

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. Vita utile di progetto

La vita utile di progetto è definita come il "periodo durante il quale si assume che la struttura sarà utilizzata per gli scopi previsti, con manutenzione anticipata, ma senza che risultino necessari sostanziali interventi di riparazione". Nel caso delle opere in questione , trattandosi di una struttura di ingegneria civile di normale importanza, si assume, conformemente alle indicazioni delle NTC 2008, $T_v = 50$ anni.
Il periodo di ritorno delle azioni, così come gli spessori sacrificali relativi alla corrosione a lungo termine, sono commisurati alla vita utile dell'opera in esame.

6.2. Carichi permanenti

I carichi permanenti sulla struttura sono quelli imposti dal peso proprio degli elementi strutturali, del terreno e dell'acqua insistenti sulle opere.
Per quanto riguarda acciaio, calcestruzzo, acqua marina e terreno sono stati considerati i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato:	$\gamma = 25.0$ kN/m^3
calcestruzzo non armato:	$\gamma = 24.0$ kN/m^3
acciaio:	$\gamma = 78.5$ kN/m^3
acqua di mare:	$\gamma = 10.1$ kN/m^3
scogliera in massi:	$\gamma = 105.0$ kN/m^3
terreno di riporto:	$\gamma = 19.0$ kN/m^3

La spinta orizzontale del terreno è valutata con il coefficiente di spinta a riposo pari a $K_0 = 0.426$ ($\Phi = 35°$).

6.3. Carichi variabili dovuti alla marea

Nel progetto il livello dell'acqua è riferito al livello medio mare (l.m.m), il cui riferimento (0.00 m) attualmente si trova 0.00 cm sopra il livello misurato. Nel dimensionamento delle opere in esame si farà riferimento ad un livello pari a +4.12 m (in corrispondenza della estremità superiore della calotta.

6.4. Carichi variabili dovuti al sovraccarico

Si considera sulla calotta in condizioni di esercizio un carico dovuto al passaggio di mezzi meccanici per il posizionamento della scogliera e per oepre di ripristino e manutenzione pari a 20.0 kN/m^2. Tale carico determina una sovrappressione verticale ed orizzontale

sugli elementi della calotta. La spinta orizzontale è valutata con il coefficiente di spinta a riposo pari a $K_0 = 0.426$ ($\Phi = 35°$).

6.5. Azione sismica

6.5.1. *Accelerazione sismica di progetto*

L'area di progetto si trova in zona sismica 4 (secondo la precedente divisione in zone) e ad essa corrisponde, per la categoria di opere in analisi (classe d'uso II), un valore di accelerazione orizzontale massimo $a_g = 0.068*g$, come mostrato nella seguente tabella.

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.023	2.542	0.184
SLD	50	0.030	2.525	0.207
SLV	475	0.068	2.536	0.287
SLC	975	0.088	2.532	0.297

In particolare il coefficiente sismico orizzontale per analisi pseudostatiche k_h è così definito:

$k_h = S*a_g/r = (S_s*S_t*a_g)/r$

dove:
r = 1;
S_s = coefficiente d'amplificazione stratigrafica (categoria suolo "B") = 1.2;
S_t = coefficiente d'amplificazione topografica (categoria "T1") = 1.0.

Si ottiene:

$k_h = S*a_g/r = (S_s*S_t*a_g)/r = (1.2*1*0.068*g)/g \cong 0.08$

La componente orizzontale dell'accelerazione a_h, da utilizzare nell'analisi, è quindi pari a

$k_h = k_h*g = 0.08*g$

6.5.2. *Spinta del terreno in fase sismica*

Le modellazioni effettuate nella relazione di calcolo geotecnico sono prevalentemente modellazioni bidimensionali (tipicamente sezioni in stato piano di deformazione). In questi casi, nell'ambito dei metodi quasi statici, si applica a tutta la sezione modellata il campo di k_h di progetto nelle due direzioni (negativa e positiva dell'asse delle ascisse).
La pressione applicata al muro in c.a. in fase definitiva risulta, dalla teoria di Wood, pari a:

$$\Delta p = a_g / g * S * \gamma * H_{max}$$

6.5.3. *Spinta idrodinamica in fase sismica*

In presenza di acqua libera sui muri in c.a. è necessario tenere in conto della sovrappressione dell'acqua dovuta all'effetto idrodinamico, avente risultante pari a:

$$E_{d,w} = \mp \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2$$

essendo h l'altezza del pelo libero dalla quota di valle del terreno; tale risultante è applicata a 3/5 h dalla quota del pelo libero.

7. FATTORI DI CARICO

Riportiamo di seguito i fattori di carico (coefficienti parziali γ ed il prodotto $\psi * \gamma$ tra coefficienti di combinazione ψ ed i coefficienti parziali γ) relativi ai carichi agenti sulle strutture in esame per la verifica agli stati limite.

7.1. Stato limite ultimo

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine:

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI SLU
	Azione	Tipo	
1	Peso proprio delle strutture	Permanente	γ_G=1.3
2	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1.5
3	Azioni variabili sulla calotta	Variabile	γ_Q=1.5

Situazioni di progetto sismiche:

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine in condizioni sismiche (sisma con tempo di ritorno 475 anni):

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI SLV
	Azione	Tipo	
1	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1.0
2	Spinta dell'acqua	Variabile	γ_G=1.0
3	Sisma terreno	Sismico	γ_A=1.0
4	Sisma idrodinamica	Sismico	γ_A=1.0
5	Inerzia struttura	Sismico	γ_A=1.0

7.2. Stato limite idraulico

Situazioni persistenti e transitorie:

Combinazioni delle azioni per la fase costruttiva e in esercizio in fase provvisionale durante la manutenzione:

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI UPL
	Azione	Tipo	
1	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1.0
2	Spinta dell'acqua	Variabile	γ_Q=1.5
3	Peso proprio	Permanente	γ_G=0.9

7.3. Stati limite di esercizio

Combinazione rara

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI SLE	
	Azione	Tipo		
1	Peso proprio	Permanente	γ_G=1.0	
2	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1.0	
3	Spinta dell'acqua	Variabile	γ_Q=1.0	ψ_0=0.7

Combinazione frequente

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI SLE	
	Azione	Tipo		
1	Peso proprio	Permanente	γ_G=1.0	
2	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1.0	
3	Spinta dell'acqua	Variabile	γ_Q=1.0	ψ_1=0.5

Combinazione quasi permanente

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI SLE	
	Azione	Tipo		
1	Peso proprio	Permanente	γ_G=1.0	
2	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1.0	
3	Spinta dell'acqua	Variabile	γ_Q=1.0	ψ_2=0.3

8. VERIFICA OPERE PROVVISIONALI (AREA SBOCCO A MARE)

8.1. Indicazioni in merito al calcolo delle opere provvisionali

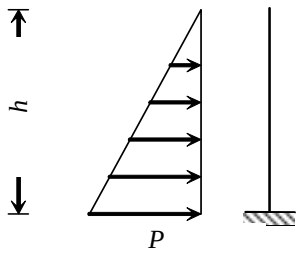
Le fasi costruttive relative a questo intervento (per i relativi dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto) sono:

1. realizzazione pali;
2. posizionamento scogliera definitiva e posizionamento a ridosso dei pali lato mare di una scogliera provvisoria;
3. riempimento con materiale della zona a tergo dei pali
4. realizzazione di diaframmi in c.a. immorsati nel substrato roccioso;
5. scavo dell'area posta all'interno del perimetro circoscritto dai diaframmi con contestuale messa in opera dei tiranti e puntoni di contrasto e messa all'asciutto dell'area previa eventuale impermeabilizzazione del fondo
6. realizzazione galleria ancorata al diaframma perimetrale
7. demolizione pali e diaframmi posti allo sbocco e modellazione finale della scogliera.

In questo paragrafo vengono analizzate le varie sezioni tipo delle opere provvisionali utilizzate per il sostegno degli scavi.

I diaframmi realizzati sul tratto terminale dello sbocco (con triplice fila di tiranti e puntoni di contrasto) avranno una lunghezza di 20.0 m ed uno spessore di 1.0 m; mentre i diaframmi realizzati nel tratto compreso tra il tratto terminale dello sbocco e l'attacco della galleria (con doppia fila di tiranti) avranno una lunghezza di 15.0 m ed uno spessore di 0.8 m.

Nella verifica delle opere provvisionali del tratto terminale dello sbocco a mare si è trascurato il contributo stabilizzante dei pali che potrà essere approfondito nella successiva fase progettuale, si è, inoltre, ipotizzato che le sollecitazioni causate dal terreno e dalla scogliera siano agenti direttamente sui pali mentre l'effetto dell'acqua e del moto ondoso siano agenti sui diaframmi. Quindi, per il caso dei diaframmi con puntoni di contrasto e per il caso dei diaframmi con triplice fila di tiranti (tratto terminale sbocco a mare) si è considerato per la valutazione dell'onda di progetto e la relativa distribuzione di pressione sul diaframma il modello di calcolo Sainflou ottenendo:



$$h = \eta_{\max} + d = \left[3.62 + \pi \cdot \left(3.62^2 / 86\right) \cdot \left(1 / \tanh 0.073 \cdot 10\right)\right] + 10.00$$

$$\eta_{\max} = H + \pi \cdot \left(H^2 / L\right)\left(1 / \tanh ko\right)$$

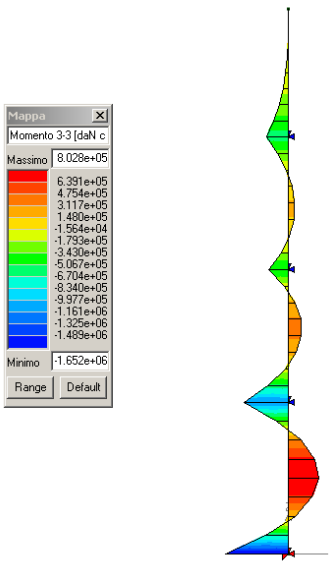
$$p = \gamma \cdot d + \gamma \cdot \left[H / \left(\cosh k \cdot d\right)\right] = 10'000 + 2'850 = 12'850 daN / m^2$$

8.2. Opere provvisionali parte terminale dello sbocco a mare

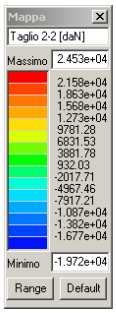
8.2.1. *Diaframma a triplice fila di tiranti*

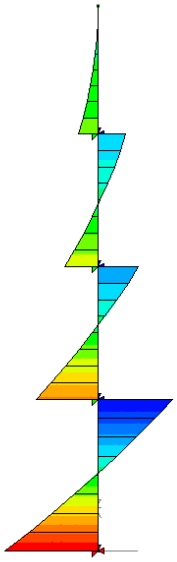
L'analisi della struttura diaframma con tre file di tiranti, è stata effettuata del software di calcolo Pro-SAP che sfrutta il codice di calcolo ALGOR SUPERSAP.

Si è realizzata una modellazione bidimensionale agli elementi finiti schematizzando le varie parti della struttura, con degli elementi tipo D2 tipo trave avente sezione 100cm x 100 cm incastrata su un lato con tre appoggi. Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sull'elemento D2.

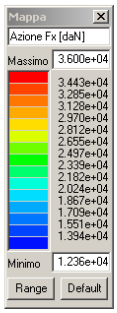


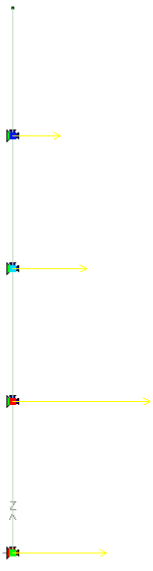
Momento





Taglio





Reazioni vincolari

Verifica diaframma

Visto il momento massimo agente, pari a M = 16520 daNm/m, si arma il diaframma con un'armatura longitudinale ∅14/20, dal calcolo di verifica risulta:

M [Nm/m]	A_{tesa}	$A_{compressa}$	*x [cm]*	σ_c *[N/mm²]*	σ_s *[N/mm²]*
165200	1∅14/20	1∅14/20	13.06	2.4	234

Visto il taglio massimo agente T= 24530 daN si ha:

$\tau = T/(0.9xbxh) = 24530/(0.9x100x96) = 2.4$ daN/cm^2 $< \tau_{co}$

Verifica traversi della fila inferiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEB 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 31178 daN/m

M = 1/8 x 31178 x $1.25^2 \approx$ 6090 daNm

$$\sigma = \frac{609000}{2 \cdot 426} \cong 715 daN / cm^2$$

Tiranti della fila inferiore

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli:

$Nu = \pi * D * l * K * \gamma * (t+h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 8.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=40° (valore cautelativo) è assunto pari a 30;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

Nu = π*0.15*8*30*1900*2.0 = 339120 daN

Nmax tir ≈ 38972 daN

Coefficiente di sicurezza: c = 339120/39'972 = 8.7

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

Verifica traversi della fila intermedia di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEB 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 16828 daN/m

M = 1/8 x 16828 x 2.5^2 ≈ 13147 daNm

$$\sigma = \frac{1314700}{2 \cdot 426} \cong 1544 daN / cm^2$$

Tiranti della fila intermedia

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli:

Nu = π*D*l*K*γ*(t+h)

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 8.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=40° (valore cautelativo) è assunto pari a 30;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

Nu = π*0.15*8*30*1900*2.0 ≈ 339120 daN

Nmax tir ≈ 42068 daN

Coefficiente di sicurezza: c = 339120/42068= 8.1

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

Verifica traversi della fila superiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEB 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 10704 daN/m

M = 1/8 x 10704 x 2.5^2 ≈ 8363 daNm

$$\sigma = \frac{836300}{2 \cdot 426} \cong 982 daN / cm^2$$

Tiranti della fila intermedia

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli:

Nu = π*D*l*K*γ*(t+h)

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 8.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=40° (valore cautelativo) è assunto pari a 30;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

Nu = π*0.15*8*30*1900*2.0 ≈ 339120 daN

Nmax tir ≈ 26760 daN

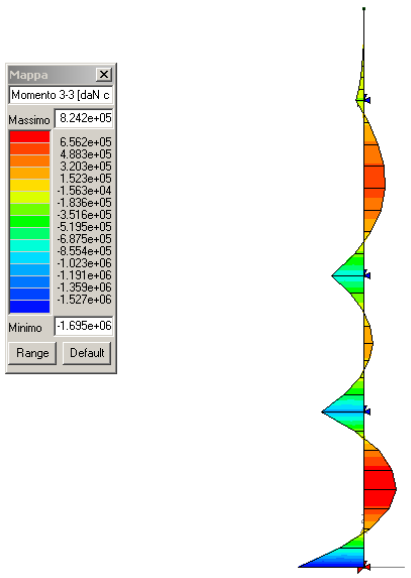
Coefficiente di sicurezza: c = 339120/26760 = 12.7

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

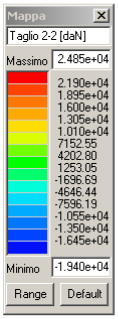
8.2.2. *Diaframma con puntoni di contrasto*

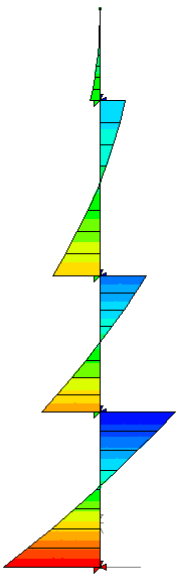
L'analisi della struttura diaframma con tre file di puntoni di contrasto, è stata effettuata del software di calcolo Pro-SAP che sfrutta il codice di calcolo ALGOR SUPERSAP.

Si è realizzata una modellazione bidimensionale agli elementi finiti schematizzando le varie parti della struttura, con degli elementi tipo D2 tipo trave avente sezione 100cm x 100 cm incastrata su un lato con tre appoggi. Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti sull'elemento D2.

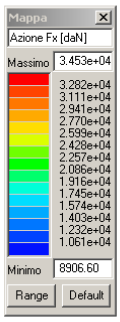


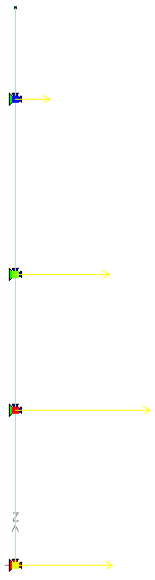
Momento





Taglio





Reazioni vincolari

Verifica diaframma

Visto il momento massimo agente, pari a M = 16950 daNm/m, si arma il diaframma con un'armatura longitudinale ∅14/20, dal calcolo di verifica risulta:

M [Nm/m]	*A_{tesa}*	*$A_{compressa}$*	*x [cm]*	*σ_c [N/mm²]*	*σ_s [N/mm²]*
169500	1∅14/20	1∅14/20	13.06	2.5	240

Visto il taglio massimo agente T = 24850 daN si ha:

$\tau = T/(0.9xbxh) = 24850/(0.9x100x96) = 2.9$ daN/cm^2 < τ_{co}

Puntoni fila inferiore

Per il sostegno dei diaframmi si installano dei puntoni costituiti da tubi ϕ700.0x10.
Tali puntoni hanno interasse 5m, si ha quindi:

N = 34530x5 = 172650 daN

Tali tubi hanno i = 24.4 cm.
Si ha quindi: $\lambda = l_o/i = 1500/24.4 \approx 70$ (in fav.sic.) da cui si ottiene $\omega = 1.39$.

$$\sigma = \frac{\omega \cdot \mathrm{N}}{\mathrm{A}} = \frac{1.39 \cdot 2 \cdot 172650}{216.8} \cong 2214 daN/cm^2$$

Puntoni fila intermedia

Per il sostegno dei diaframmi si installano dei puntoni costituiti da tubi ϕ700.0x10.
Tali puntoni hanno interasse 5m, si ha quindi:

N = 24040x5 = 120200 daN

Tali tubi hanno i = 24.4 cm.
Si ha quindi: $\lambda = l_o/i = 1500/24.4 \approx 70$ (in fav.sic.) da cui si ottiene $\omega = 1.39$.

$$\sigma = \frac{\omega \cdot \mathrm{N}}{\mathrm{A}} = \frac{1.39 \cdot 2 \cdot 120200}{216.8} \cong 1542 daN/cm^2$$

Verifica traversi della fila intermedia puntoni

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei puntoni (costituiti da due profili HEB 340), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 24040 daN/m

M = 1/8 x 24040 x $5.0^2 \approx$ 75125 daNm

$$\sigma = \frac{7512500}{2 \cdot 2160} \cong 1740 daN / cm^2$$

Puntoni fila superiore

Per il sostegno dei diaframmi si installano dei puntoni costituiti da tubi ϕ700.0x10.
Tali puntoni hanno interasse 5m, si ha quindi:

N = 8910x5 = 44550 daN

Tali tubi hanno i = 24.4 cm.
Si ha quindi: $\lambda = l_o/i = 1500/24.4 \approx 70$ (in fav.sic.) da cui si ottiene $\omega = 1.39$.

$$\sigma = \frac{\omega \cdot \mathrm{N}}{\mathrm{A}} = \frac{1.39 \cdot 2 \cdot 44550}{216.8} \cong 572 daN / cm^2$$

I puntoni sono immorsati nel cordolo.

8.3. Opere provvisionali tratto attacco della galleria e parte terminale dello sbocco a mare

In allegato alla presente relazione vengono riportati i tabulati di calcolo dei diaframmi in doppia fila di tiranti (allegato "1") effettuati avvalendosi del software CDB della STS di Bologna. Le verifiche dei micropali e dei tiranti vengono riportate, di seguito, in questo paragrafo. Si precisa come tali analisi siano state effettuate considerando una striscia di diaframma larga 1m.

Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche del terreno ci si è basati sui dati ricavati dalle indagini in sito ed in laboratorio (per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica).

In particolare si sono considerati per il diaframma con doppia fila di tiranti:

Per depositi di spiaggia:
γ = 1900 daN/m^3;
c = 0;
ϕ = 35°;
Dr = 45% terreno sciolto;
E = 40 MPa.

Per il terreno flysch di M.te Antola:
γ = 2500 daN/m^3;
c = 0.2 MPa;
ϕ = 45°;
E = 1000 MPa.

Nel calcolo, oltre alle spinte del terreno, si è considerato un sovraccarico esterno rappresentato da un carico accidentale equivalente pari a 1000daN/m^2.

Verifica diaframmi

Visto il momento massimo agente, pari a M = 44435 daNm/m, si arma il diaframma con un'armatura ∅26/20x20, dal calcolo di verifica risulta:

M [Nm/m]	A_{tesa}	$A_{compressa}$	*x [cm]*	σ_c *[N/mm²]*	σ_s *[N/mm²]*
444350	1∅26/20	1∅26/20	18.50	5.1	238

Verifica traversi della fila inferiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEB 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 18675 daN/m

M = 1/8 x 18'675 x $2.5^2 \approx$ 14590 daNm

$$\sigma = \frac{1459000}{2 \cdot 426} \cong 1715 daN / cm^2$$

Tiranti della fila inferiore

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli:

$N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:
D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
l è la lunghezza dell'ancoraggio 8.0 m;
K è un coefficiente che per ϕ=40° (valore cautelativo) è assunto pari a 30;
γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi * 0.15 * 8 * 30 * 1900 * 2.0 = 339120$ daN

$N_{max\ tir} \approx 46680$ daN

Coefficiente di sicurezza: c = 339120/46680 = 7.2

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

Verifica traversi della fila superiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEB 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 11385 daN/m

M = 1/8 x 11385 x $2.5^2 \approx$ 8895 daNm

$$\sigma = \frac{889500}{2 \cdot 426} \cong 1045 daN / cm^2$$

Tiranti della fila superiore

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli:

$N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:
D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
l è la lunghezza dell'ancoraggio 5.0 m;
K è un coefficiente che per ϕ=40° (valore cautelativo) è assunto pari a 30;
γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi * 0.15 * 8 * 30 * 1900 * 2.0 \approx 339120$ daN

$N_{max\ tir} \approx$ 28'460 daN

Coefficiente di sicurezza: c = 339120/28460 = 11.9

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

9. VERIFICA CORSIA DI ALAGGIO (AREA SBOCCO T. BISAGNO)

Si tratta di una struttura scatolare a C per permettere l'accesso a mare delle imbarcazioni realizzate in Cls C35/45,costituita da due paratie laterali, una platea ed una opera di protezione a piede dello scalo.

La realizzazione dell'opera avviene attraverso un serie di fasi costruttive di seguito elencate:

a) scavo per la realizzazione del piano di posa dell'avanscalo e della berma al piede della struttura;
b) posa in opera della protezione al piede dello scalo;
c) getto subacqueo del piano di appoggio della corsia di alaggio;
d) infissione di palancole per la protezione dal moto ondoso della zona di costruzione del tratto immerso della corsia di alaggio;
e) realizzazione della platea di varo e del muro per la spinta in mare del tratto immerso della corsia di alaggio;
f) realizzazione sopra alla platea di spinta della parte da immergere della corsia di alaggio;
g) eliminazione del tratto frontale delle palancole;
h) spinta in mare della struttura dell'avanscalo;
i) demolizione della platea di spinta e del muro reggispinta;
j) realizzazione della parte emersa della corsia di alaggio (previa protezione con pancone o ture del tratto frontale) opportunamente solidarizzata con la struttura immersa.

Le parti più sollecitate della struttura sono le due paratie laterali di sostegno con spessore 40 cm e altezza massima di 5 metri di cui viene riportato il dimensionamento.

$h_p = 5m$, $\Phi = 34°$, $K_0 = 0.44$, $\gamma_t = 1900$ daN/m^3;

$F_{SLU} = 1.5 \times (½ \times \gamma_t \times K_0 \times h^2) = 15675$ daN (considerando una striscia di un metro)
$M_{SLU} = 1/3\ F_{SLU} \times h = 26125$ daNm

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	340	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	10	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2		[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	3142	[mm^2]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2		[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571	[mm^2]

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0.1772	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0.1765	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	0.5000	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0.1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0.2593	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	ξ'_3	0.3774	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0.6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0.8095	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	-0.0631	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	0.5998	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	1.0000	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0.1077	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0.2998	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	ω_3	1.0371	[-]
	ω'_3	0.6175	[-]

CAMPO 2b			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0.2098	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	71.34	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	0.0027	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	0.0100	[-]
Coefficiente di riempimento	β	0.7489	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	0.3955	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s/f_{yd}$	α'_s	0.2266	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	88.66	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	0.0004	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	**378.85**	**[kNm]**
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	**261.3**	**[kNm]**

Armatura zona tesa (lato terra): 1Φ20/10"

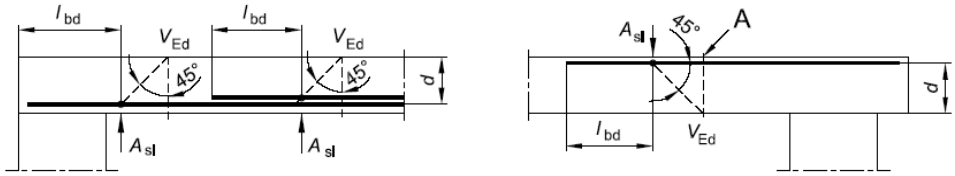
Armatura zona comperssa (lato varo): 1Φ20/20"

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
Resistenza offerta dal calcestruzzo teso (Resistenza per elementi senza armatura a taglio)			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	156.75	[kN]
Azione di compressione media nella sezione	N_{Ed}	0	[kN]
Area della sezione di cls	A_c	400000	[mm^2]
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0	[MPa]
		0	[MPa]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		NO	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.77	[-]
		1.77	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0.00924	[-]
		0	[-]

figura 6.3 **Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)**

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	0.00	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	167.70	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	**V_{Rd}**	**167.70**	**[kN]**
Resistenza offerta dalle bielle compresse (Resistenza a taglio compressione)			
Coefficiente αc	αc	1	[-]
Resistenza offerta dalle bielle compresse	**V_{Rcd}**	**1560.60**	**[kN]**
Resistenza offerta dall'orditura a taglio (Resistenza taglio trazione)			
Considerare o meno il contributo del calcestruzzo teso		NO	[-]
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di braccia	n_b	4	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	314	[mm^2]
Braccio della coppia interna	z	306	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	V_{Rsd}	188.09	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3128.00	[mm]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	**V_{Rd}**	**188.09**	**[kN]**

Staffe a 4 braccia al metro di parete 1Φ10/20" per una altezza di 1.5m dalla soletta.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	104.5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	340	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	3142	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	1571	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	128.98	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2925744312	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	21.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**4.61**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**113.05**	**[MPa]**

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	104.5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	60	[-]
Altezza utile della sezione	d'	340	[-]
Area dell'armatura tesa	As	3142	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	1571	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	128.98	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2925744312	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	16.2	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**4.61**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**113.05**	**[MPa]**

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	340	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	3142	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	1571	[mm^2]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	$s_{rif.max}$	250	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	**$M_{Ed,q.p.}$**	**104.5**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128.98	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	113.05	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.3	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	90.3385626	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	90338.5626	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.03478	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.12	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000321	[-]
		0.000323	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	233.77	[mm]
		233.77	[mm]
Ampiezza delle fessure	**w_k**	**0.0755**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	**w_{max}**	**0.2**	**[mm]**
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	**$M_{Ed,freq.}$**	**104.5**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128.98	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	113.05	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.3	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	90.3385626	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	90338.5626	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.03478	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.12	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000321	[-]
		0.000323	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	233.77	[mm]
		233.77	[mm]
Ampiezza delle fessure	**w_k**	**0.0755**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	**w_{max}**	**0.2**	**[mm]**

10. VERIFICA DELLE OPERE DEFINITIVE RELATIVE ALLO SBOCCO A MARE

10.1. Verifica agli stati limite SLU & SLE (riassunto)

Le verifiche relative alla galleria dello sbocco a mare sono riportate nel dettaglio in ALLEGATO "2" (input, output e verifiche). In particolare si riportano le verifiche agli SLU e SLE considerando a favore di sicurezza una sezione di spessore costante pari a 90 cm.

Per la determinazione delle sollecitazioni è stata considerata sempre la condizione di galleria internamente vuota e acqua all'esterno con battente pari all'altezza della galleria. Tale condizione statica è stata considerata anche in condizioni sismiche modificando opportunamente i coefficienti dei carichi e aggiungengo le azioni dinamiche determinate dal sisma. Queste condizioni sono a favore di sicurezza in quanto durante la vita utile dell'opera la galleria è al suo interno riempita per almeno i 2/3. Pertanto l'azione dell'acqua all'interno determina un decremento delle azioni date dalla spinta esterna dell'acqua in quanto si annulla il gradiente idraulica tra interno ed esterno.

Tutte le verifiche risultano ampiamente soddisfatte considerando una percentuale minima di armatura pari allo 0.3% in tutte le direzioni.

Si prevede pertanto una armatura costituita da una doppia maglia (1+1)Φ20/15" + (1+1)Φ20/45". Date le dimensioni della sezione trasversale occorre posizionare anche una maglia centrale (1+1)Φ16/30". Nella zona di attacco tra la calotta superiore e la calotta inferiore di fondazione è opportuno inserire una staffatura costiutita da staffe a 4 braccia al metro lineare Φ12/30" per una sviluppo di almeno 2m. Si prevedono inoltre spilli Φ12 in ragione di almno 9/mq.

10.2. Verifica di capacità portante

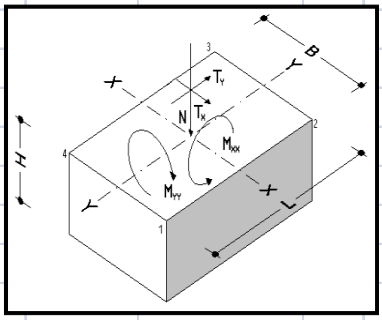
A favore di sicurezza la capacità portante si valuta per l'elemento con pressione massima di calcolo pari a 0.43 MPa con dimensioni 31x50cm. La verifica risulta ampiamente soddisfatta date le ottime caratteristiche meccaniche del substrato.

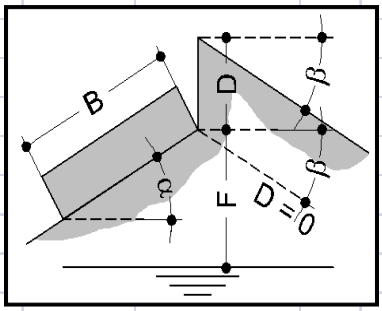
CAPACITA' PORTANTE

Caso:	A1M1R3	1 / 2

Dati in ingresso

Geometria	B	0.31	m
	L	0.50	m
	H	0.00	m
	D	1.00	m
	F	0.00	m
	α	0.00	°
	β	0.00	°
Carichi	N	67.00	kN
	T_x	0.00	kN
	T_y	0.00	kN
	M_{xx}	0.00	kNm
	M_{yy}	0.00	kNm
Terreno	γ	23.00	kN/m^3
	c'	0.00	kPa
	ϕ'	45.00	°
	ϕ_u	0.00	°
	c_u	0.00	kPa
	q	25.00	kPa





Dati in uscita (condizioni drenate)

q_{lim}	Terzaghi	5007.2	kPa
	Meyerhof	9447.2	kPa
	Hansen	6957.1	kPa
	Vesic	7064.6	kPa
	Lancellotta	6141.5	kPa
	Minimi	4636.4	kPa
q_{amm}	Terzaghi	2177.0	kPa
	Meyerhof	4107.5	kPa
	Hansen	3024.8	kPa
	Vesic	3071.6	kPa
	Lancellotta	2670.2	kPa
	Minimi	2015.8	kPa

q_{lim}	***4636.4***	kPa
q_{amm}	***2015.8***	kPa
Q_{lim}	***718.6***	kN
Q_{amm}	***312.5***	kN

La verifica della pressione trasmessa al suolo è soddisfatta

La verifica del carico trasmesso al suolo è soddisfatta

CAPACITA' PORTANTE

Caso:	A1M1R3	**2 / 2**

Coefficienti di Calcolo (condizioni drenate)

		Autori					
		T	M	H	V	L	Mi
Coefficienti di fondazione	N_q	173.29	134.87	134.87	134.87	134.87	134.87
	N_c	172.29	133.87	133.87	133.87	133.87	133.87
	N_γ	335.03	262.74	200.81	271.75	200.81	200.81
Coefficienti di Forma	s_c	1.00	1.72	1.62	1.62	1.72	1.00
	s_γ	-	1.36	0.75	0.75	1.36	0.75
	s_q	-	1.36	1.62	1.62	1.36	1.36
	r_γ	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficienti di Approfondimento	d_c	-	2.56	1.51	1.51	1.22	1.22
	d_γ	-	1.78	1.00	1.00	1.00	1.00
	d_q	-	1.78	1.22	1.22	1.22	1.22
Coefficienti di Inclinazione	i_c	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	i_γ	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	i_q	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficienti di inclinazione del piano campagna	g_c	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	g_γ	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	g_q	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficienti di inclinazione del piano di fondazione	b_c	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	b_γ	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	b_q	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00

NOTE:

T = Terzaghi (1943), M = Meyerhof (1951,1963), H = Hansen (1970), V = Vesic (1973), L = Lancellotta, Mi = Valori minimi calcolati tra le varie formulazioni.

Il fattore r_γ (secondo Vesic 1969, De Beer 1965) valido per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine BN_γ è predominante, viene calcolato sulle dimensioni reali della fondazione.

10.3. Verifica agli stati limite idraulici

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto in un tratto di galleria generico lungo 10m si sono considerati:

Spinta dell'Acqua (verso l'alto):
p = 1000 daN/m^3 x 11.5 m x 11.5 m x 10 m = 1322500 daN
Spinta sul Cielo della galleria (verso l'alto):
p = 810200 daN
Spinta dell'Acqua (verso il basso):
p = 1000 daN/m^3 x 11.5m x 5.8m x 10m = 667000 daN
Peso proprio della Galleria (verso il basso):
p = 887600 daN
Peso proprio dei diaframmi (verso il basso):
p = 600000 daN
Attrito dei diaframmi (verso il basso):
K = 0.7 φ = 34 σ_{med} = 1900 daN/m^3 x 14 m / 2 = 13300 daN/m^2
τ_{med} = K x σ_{med} x tanφ = 6280 daN/m^2 Area = 14 m x 10 m x 4 = 560 m^2
p = τ_{med} x Area = 3516800 daN

FS = (0.9 x 5671400) daN / (1.5 x 2132700) daN = **1.60**

La verifica risulta soddisfatta.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto nel tratto di galleria sezionata verso lo sbocco (lunghezza totale zona sezionata 24m) si sono considerati:

Spinta dell'Acqua (verso l'alto):
p = 1000 daN/ m^3 x 11.5 m x 11.5 m x 24 m = 3174000 daN
Peso proprio della Galleria (verso il basso):
p = 1824120 daN/m
Peso proprio dei diaframmi (verso il basso):
p = 1000000 daN/m
Attrito dei diaframmi (verso il basso):
K = 0.7 φ = 34 σ_{med} = 1900 daN/m^3 x 14 m / 4 = 6650 daN/m^2
τ_{med} = K x σ_{med} x tanφ = 3140 daN/m^2 Area = 14 m x 24 m x 4 = 1344 m^2

$p = \tau_{med}$ x Area = 4220160 daN

FS = (0.9 x 7044280) daN / (1.5 x 3174000) daN = **1.33**

La verifica risulta soddisfatta.

11. RISPOSTE ALLE OSSERVAZIONI RIPORTATE NELLA 'RELAZIONE SULLE OPERE GEOTECNICHE' (prof. Ing. Riccardo Berardi, dicembre 2006)

Osservazioni: Spessori e metodologie costruttive dei diaframmi

Risposta: Dato il contesto geologico è previsto che nelle zone in cui i diaframmi vadano immorsati nei calcari gli stessi siano realizzati con l'utilizzo di idrofresa.
Per quanto riguarda lo spessore dei diaframmi, se da un lato è condivisibile l'osservazione con la quale si asserisce che la presenza dell'ulteriore fila i tiranti potrebbe teoricamente permettere di mantenere uno spessore costante dei diaframmi pari ad 80cm, vi è da evidenziare come l'incremento di spessore nel tratto terminale nasca dall'esigenza di tener conto delle incertezze e della eventuali problematiche realizzative connesse alla costruzione di un diaframma in un contesto particolare vale a dire in un terreno di riporto realizzato in mare.

Osservazioni: Metodologie di calcolo dei tiranti e delle altre opere provvisionali

Risposta: Premesso che come riportato al punto O.3.1 del D.M. 11 Marzo 1988 in cui trattando dei metodi di verifica degli ancoraggi si dice "Per la valutazione del carico limite si può procedere in prima approssimazione con formule teoriche; è però necessaria la conferma sperimentale con prove di trazione in sito in fase di progetto e di collaudo" si precisa, come indicato anche negli elaborati progettuali, che per quanto riguarda i tiranti (aventi sola funzione provvisionale), "le lunghezze dei bulbi di ancoraggio sono solo indicative per individuarne la lunghezza da assumere per i tiranti di prova, da realizzarsi secondo quanto indicato nelle raccomandazioni AICAP". Pertanto i valori indicati, che potranno essere meglio definiti ed affinati nella successiva fase progettuale, anche alla luce di eventuali e specifiche prove di carico come sopra richiamato, hanno la valenza indicata negli elaborati progettuali e qui sopra richiamata. Si precisa altresì come le cautele assunte nel dimensionamento delle opere di sbocco a mare (pali, tiranti di tipo provvisionale e diaframmi) sia dovuta alla difficoltà di operare in un contesto sicuramente difficile e tale quindi da richiedere dei coefficienti di sicurezza superiori a quelli che si potrebbero assumere in un'opera tradizionale. Si richiama inoltre quanto riportato nella relazione di calcolo strutturale delle opere provvisionali in cui si precisa come nel dimensionamento delle opere provvisionali del tratto terminale dello sbocco a mare si sia tra-

scurato l'effetto stabilizzante dei pali, il quale potrà essere approfondito nella succesiva fase progettuale e si è inoltre ipotizzato che le sollecitazioni causate dal terreno e dalla scogliera siano agenti direttamente sui pali, mentre l'effetto dell'acqua e del moto ondoso siano agenti sui diaframmi.