



COMUNE DI MOLA DI BARI

PROVINCIA DI BARI

LAVORI DI ADEGUAMENTO DEL RECAPITO FINALE E COMPLETAMENTO DELLE RETI DI FOGNATURA BIANCA DELLE ZONE A SUD E OVEST DELL'ABITATO

CODICE CIG: 516417298A

PROGETTO DEFINITIVO 1° LOTTO

PROGETTAZIONE:
COSTITUENDO RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI



Studio Romanazzi-Boscia e Associati s.r.l.
(Capogruppo Mandataria)

Prof. ing. **Eligio Romanazzi**

Ing. **Giovanni F. Boscia**

Ing. **Sebanino Giotta**

Ing. **Fabio Paccapelo**

Dott. Ing. Fabio ROMITO
(Mandante)



Elaborato:

A.6

Scala:

Data:

Luglio 2018

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1. PREMESSA E INQUADRAMENTO NORMATIVO.....	1
2. AZIONI SISMICHE E CATEGORIA DEL SUOLO	2
3. CARATTERI FISICO-MECCANICI-GEOTECNICI DEI TERRENI	4
4. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	5
5. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	8
6. SINTESI DELLE OPERE DI FONDAZIONE DI PROGETTO	10
7. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	11
7.1. POZZETTO DI CONFLUENZA	11
7.2. TRATTO INIZIALE CANALE.....	12
7.3. SCATOLARE PREFABBRICATO 180X120	12
8. CONCLUSIONI.....	14

1. PREMESSA E INQUADRAMENTO NORMATIVO

La presente relazione definisce i caratteri geotecnici dei terreni interessati dalle opere puntuali previste nel progetto definitivo dei “LAVORI DI ADEGUAMENTO RECAPITO FINALE E COMPLETAMENTO DELLE RETI DI FOGNATURA BIANCA DELLE ZONE A SUD E OVEST DELL'ABITATO” di Mola di Bari (Ba).

Per le finalità del presente lavoro ci si è avvalsi della relazione geologica redatta dott. geol Mario Pasquale Luigi Frate e dei risultati rinvenuti dalla campagna d'indagine svolta, che hanno consentito di ricostruire gli spessori, le giaciture ed i rapporti stratigrafici delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo delle aree in esame. Per caratterizzare da un punto di vista geologico-tecnico e simico il sito di progetto è stata condotta una campagna d'indagine nel modo seguente:

- n°2 perforazioni di sondaggio a carotaggio continuo spinte fino alla profondità di 10 m (S1) e 7.3 m (S2) dal piano campagna;
- n°2 prelievi di campione con relative analisi di laboratorio;
- n°11 profili di sismica a rifrazione di superficie in onde P e 2 profili in onde Sh;
- n°11 profili MASW finalizzati alla stima dei moduli dinamici e del parametro Vs30 necessario per classificare il suolo di fondazione secondo le NTC 2018;

oltre ad una prospezione georadar in 4 differenti siti al fine di individuare eventuali sottoservizi.

Per la redazione della presente relazione geotecnica si è avvalsi, non da ultimo, della raccolta di dati e notizie bibliografiche ottenute da fonti ufficiali pubbliche e private, e delle conoscenze geologiche del territorio di Mola di Bari acquisite nel tempo dai progettisti.

La presente relazione geotecnica è stata redatta in ottemperanza alle leggi vigenti in materia:

- Decreto Ministeriale 14.01.2008 (G.U. 4 febbraio 2009 n. 29 – Suppl. Ord.) “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008, Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U. del 26 febbraio 2009, n. 47);
- “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”. Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica” – ENV 1997 – 1;
- D.G.R. 2 marzo 2004, n. 153 - L.R. 20/00 - O.P.C.M. 3274/03 – Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipologie di edifici ed opere strategici e rilevanti - Approvazione del programma temporale e delle indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi sugli stessi.

2. AZIONI SISMICHE E CATEGORIA DEL SUOLO

La definizione del valore $V_{S,30}$, velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m del sottosuolo, è calcolata, come prescritto dalle NTC - D.M. 14/01/2008 al par. 3.2.2 ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, mediante la relazione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \text{ [m/s]}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazione di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori

Nei punti dell'area investigata è stato possibile calcolare il parametro V_{s30} attraverso il modello di V_s -profondità, ottenuto mediante l'analisi MASW, a cui è poi stata associata la relativa categoria di suolo di fondazione secondo quanto indicato nella Nuova Normativa Sismica di cui al D.M. 14/01/2008:

Sulla base dei valori di V_{s30} mediamente compresi tra **867** e **1.029** m/sec è possibile classificare il sottosuolo di fondazione interessato dalla realizzazione delle opere in oggetto all'interno della **categoria di profilo stratigrafico di tipo "A"** – *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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*, come indicato nella successiva tabella.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

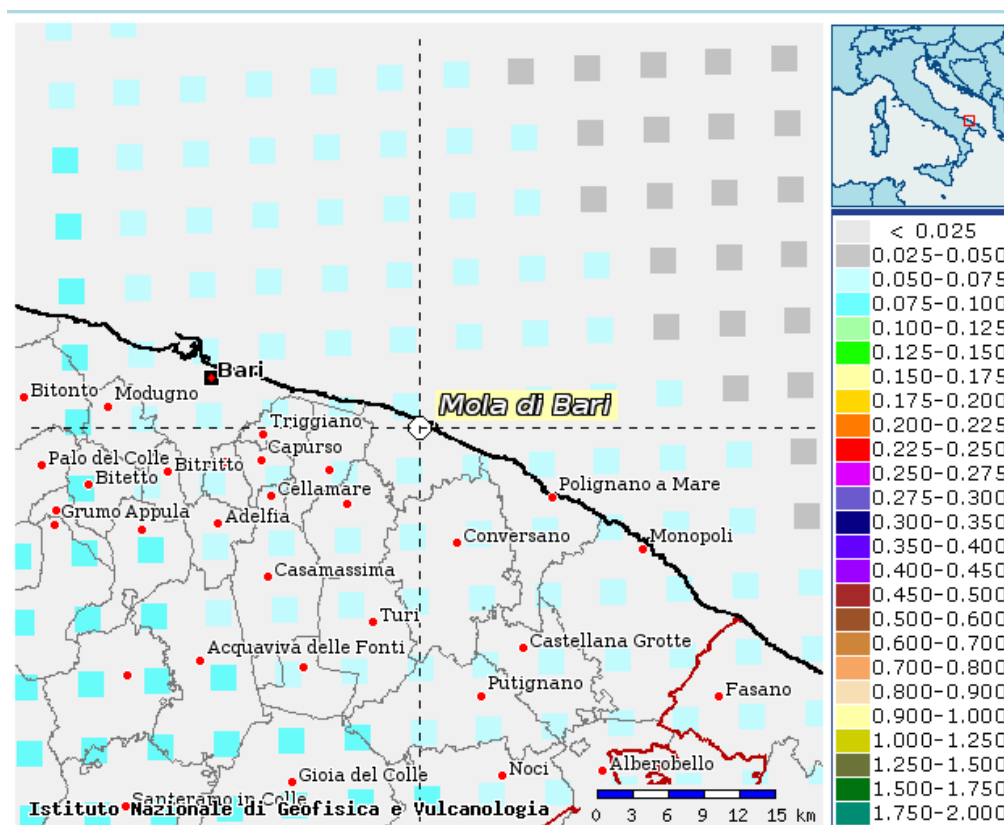
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

L'area in esame è stata classificata, in base all'O.P.C.M. 3274 del 2003 e successivo aggiornamento in base all'O.P.C.M. 3519 del 2006, nella zona sismica di **3° categoria**, con un'accelerazione orizzontale massima convenzionale (a_g), su suolo di categoria A, di 0,15g, come si evince dalla seguente tabella..

Zona sismica di riferimento	Intervallo di pertinenza della PGA (10% in 50 anni)	$a_{g,max}$
1	$0,25 < a_g \leq 0,35$ g	0,35 g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25$ g	0,25 g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15$ g	0,15 g
4	$a_g \leq 0,05$ g	0,05 g

Le più recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (14/01/2008) e l'OPCM del 28 aprile 2006 n. 3519 superano il concetto della classificazione del territorio in zone, imponendo nuovi e precisi criteri di verifica dell'azione sismica nella progettazione delle nuove opere ed in quelle esistenti, valutata mediante una analisi della risposta sismica locale. In assenza di queste analisi, la stima preliminare dell'azione sismica può essere effettuata sulla scorta delle "categorie di sottosuolo" e della definizione di una "pericolosità di base" fondata su un reticolo di punti di riferimento, costruito per l'intero territorio nazionale. Ai punti del reticolo sono attribuiti, per nove differenti periodi di ritorno del terremoto atteso, i valori di a_g e dei principali "parametri spettrali" riferiti all'accelerazione orizzontale, da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica (fattore di amplificazione massima F_0 e periodo di inizio del tratto a velocità costante T^*C). Il reticolo di riferimento ed i dati di pericolosità sismica vengono forniti dall'INGV e pubblicati nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Secondo le NTC l'area in questione è caratterizzata da un'accelerazione compresa tra 0.050 - 0.075 g, come evidenziato nella figura 7, in cui è riportata la mappa di pericolosità sismica per il sito in questione, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi (categoria A, $V_{s30} > 800$ m/sec).



3. CARATTERI FISICO-MECCANICI-GEOTECNICI DEI TERRENI

L'analisi delle tematiche geologiche e geologico-tecniche attinenti agli interventi da realizzare ha permesso di ottenere un attendibile modello geologico-tecnico dei terreni interessati dalle opere, nonché della classificazione sismica locale, utili alla successiva progettazione e calcolo ingegneristico delle opere previste.

Per l'area in cui ricade il progetto le osservazioni e le indagini svolte hanno condotto ad una modellazione lito-stratigrafica del sottosuolo, illustrata nella sezione stratigrafica allegata, costituita da due orizzonti:

Orizzonte A - (spessore 1-4 m) in cui ricadono sostanzialmente terreni sciolti costituiti o da terreni di riporto molto disomogenei o da sabbie calcarenitiche grossolane.

Orizzonte B - (da 1-4 m dal p.c. fino alle profondità indagate circa 10m) costituito da calcareniti molto disomogenee da poco a molto cementate e, a luoghi, alterate da fenomeni carsici o intercalate da livelli limoso-sabbiosi.

In definitiva, per il sottosuolo interessato dalle fondazioni in oggetto (Orizzonte A - Litotipo 1), possono essere considerati i seguenti parametri geotecnici ed elasto-dinamici in base alle indagini eseguite e all'esperienza dello scrivente progettista:

OR_A Litotipo 1: terreni sciolti costituiti da terreno di riporto e sabbie calcarenitiche

- Peso di volume γ in sito	1,60 t/m ³
- Velocità onde P	400 – 1.200 m/s
- Velocità onde S	100 - 600 m/s
- Coefficiente di Poisson (ν)	0,35 – 0,46
- Modulo di Joung (E)	1.500 – 15.000 Kg/cm ²
- Modulo di Taglio (G)	1.000 – 5.700 Kg/cm ²
- Angolo di attrito = 27°	
- Coesione = 0 kPa	

La falda acquifera è stata rinvenuta solo nel sondaggio 1 a circa 5,50 m di profondità, per cui le fondazioni non sono influenzate dalla presenza della falda.

4. VERIFICHE GEOTECNICHE

Per il calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione è stata utilizzata la relazione di **Meyerhof** (1951, 1963), per le piastre di base con carico verticale, che riprende la formulazione di Terzaghi opportunamente modificata mediante l'introduzione di coefficienti correttivi dipendenti dalla forma, profondità ed inclinazione della fondazione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (1)$$

dove:

c = coesione

γ_1 = peso volume del terreno posto al disopra del piano di fondazione;

γ_2 = peso volume del terreno di fondazione;

D = profondità di incasso della fondazione;

B = lato minore della fondazione

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di terreni:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \varphi)$$

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di roccia:

$$N_q = \tan^6 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \cdot \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

s_c , s_q e s_γ , d_c , d_q e d_γ = fattori di forma, pari a:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

i_c , i_q e i_γ = fattori di inclinazione dei carichi dovuti alle forze orizzontali indotte dal sisma, pari a:

$$l_c = l_q = 1 - \frac{\theta}{90}$$

$$l_T = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2$$

nelle quali θ è l'angolo di inclinazione del carico = arctang(Khi) ove Khi nello spettro di progetto orizzontale corrisponde al valore delle ordinate al periodo T1 lungo l'asse delle ascisse, pari a

$$K_{ht} = S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

z_c , z_q e z_T = fattori che tengono conto degli effetti cinematici sul terreno di fondazione secondo il criterio di Paolucci e Pecker, pari a:

$$z_q = z_T = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hk}$$

nelle quali k_{hk} è il coefficiente sismico orizzontale pari a:

$$K_{hk} = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

dove β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, come indicato dalla tabella 7.11.I del D.M. 14.01.2008, di seguito riportata:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel caso di fondazioni su roccia il valore del q_{lim} è moltiplicato per R.Q.D.².

Per quanto concerne il valore del **coefficiente di sottofondo** (K di Winkler), è stata utilizzata la relazione proposta dal Vesic (1961) che correla K con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$k_s^t = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{E_d \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (2)$$

dove:

E_d (daN/cm²) = modulo elastico del terreno (Young);

E_f (daN /cm²) = modulo elastico della fondazione;

I_f (cm⁴) = momento d'inerzia della fondazione;

B (cm) = larghezza della fondazione;

ν = rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto dei primi due fattori della (2) ha generalmente un valore prossimo all'unità, l'espressione può essere semplificata come segue:

$$k_s^t = \frac{E_d}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (3)$$

Nel caso di fondazione unitaria ($B = 1,00$ m) la costante elastica di sottofondo può essere assunta pari a:

$$k_s^t = \frac{E_d}{(1 - \nu^2)} \quad (4)$$

5. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo con quanto stabilito dal D.M. 14/01/2008, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta:

- con l'**approccio 1** attraverso la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2;

- con l'**approccio 2** attraverso la **Combinazione unica (A1+M1+R3)**, nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento.

La verifica agli stati limite ultimi (SLU) sarà effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I di cui al D.M. 14/01/2008,

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

6. SINTESI DELLE OPERE DI FONDAZIONE DI PROGETTO

In generale le opere previste risultano completamente interrato e caratterizzate da configurazioni regolari in pianta, quadrate o rettangolari.

Il primo manufatto è costituito da un pozzetto perfettamente quadrato delle dimensioni interne 1,80 x 1,80 m ed altezza netta interna pari a 1,80 m. Le piastra di fondazione ed i setti presentano spessori funzionali ai carichi agenti ed alle dimensioni delle stesse membrature; in particolare, con riferimento alle platee di fondazione, lo spessore è pari a 20 cm; altresì, con riferimento alle pareti, esse presentano uno spessore pari a 30 cm. La base della fondazione ha dimensioni pari a 2,40 x 2,40 m e la profondità della fondazione rispetto al p.c. è pari a 2,40 m.

La seconda struttura è composta da un muri di sostegno avente spessore pari a 30 cm ed altezza variabile, che si configura in pianta con una forma a C della lunghezza complessiva di 10,20 m; la parte centrale del muro è opportunamente forata (apertura di dimensioni pari a 2,66 x 1,66 m) per permettere l'inserimento di un manufatto scatolare prefabbricato. La base della fondazione ha dimensioni pari a 3,00 x 1,00 m e la profondità della fondazione rispetto al p.c. è pari a 1,70 m.

La terza struttura è costituita da uno scatolare prefabbricato delle dimensioni interne 180x120 cm e spessore pareti e solette di 16 cm. La base della fondazione ha dimensioni pari a 2,00 x 2,12 m e la profondità della fondazione rispetto al p.c. è pari a 2,42 m.

Da un punto di vista statico i manufatti risultano classificabili come strutture di tipo scatolare costituite da elementi bidimensionali quali piastre e setti in calcestruzzo armato; i setti, orditi lungo le due direzioni principali risultano collegati agli elementi resistenti orizzontali (platee di fondazione alle varie quote) in corrispondenza dei nodi di estremità.

La funzione statica di tali elementi bidimensionali è quella di resistere sia nei confronti delle azioni verticali dovute ai carichi statici gravanti sulla struttura, sia nei confronti delle azioni orizzontali, lungo le due direzioni principali dell'edificio ortogonali tra loro, derivanti dall'insorgere di un evento sismico.

7. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

La formula (1) descritta al paragrafo 5 della presente relazione calcola la capacità portante del substrato di fondazione considerando il terreno omogeneo ed isotropo nell'ipotesi di rottura generale, assumendo un comportamento del terreno di tipo rigido plastico a lungo termine (condizioni drenate).

Di seguito si riportano i valori dei parametri geotecnici calcolati per l'opera in oggetto, assumendo i fattori di capacità portante N_c , N_q , N_γ ed i fattori di forma così come indicati al predetto paragrafo 5 nel caso di terreni.

Per quanto concerne il valore del **coefficiente di sottofondo** (K di Winkler), è stata utilizzata la relazione proposta dal Vesic (1961) che correla K con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione nella sua formula semplificata (espressione (3) del paragrafo 5) e nel caso di fondazione unitaria ($B=1,00$ m). Sulla scorta dei valori del modulo elastico E e del coefficiente di Poisson in corrispondenza dello strato di imposta delle fondazioni, si ottiene il valore di **$K_w = 17,10$ daN/cmq**.

7.1. POZZETTO DI CONFLUENZA

Approccio 1

$$K_p = 2,21$$

$$N_c = 17,082$$

$$N_q = 7,963$$

$$N_\gamma = 4,192$$

$s_c =$	1,443	$s_q =$	1,221	$s_g =$	1,221
$i_c =$	0,964	$i_q =$	0,964	$i_g =$	0,726
$d_c =$	1,298	$d_q =$	1,149	$d_g =$	1,149
$z_c =$	0,996	$z_q =$	0,979	$z_g =$	0,979

Capacità portante limite q_{lim} : 4,85 daN/cmq

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 2,69 daN/cmq

Approccio 2

$$K_p = 2,66$$

$$N_c = 23,942$$

$$N_q = 13,199$$

$$N_\gamma = 9,463$$

$s_c =$	1,533	$s_q =$	1,266	$s_g =$	1,266
$i_c =$	0,964	$i_q =$	0,964	$i_g =$	0,772
$d_c =$	1,326	$d_q =$	1,163	$d_g =$	1,163
$z_c =$	0,996	$z_q =$	0,983	$z_g =$	0,983

Capacità portante limite q_{lim} : 9,10 daN/cmq

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 3,96 daN/cmq

Si assume in sede progettuale il valore della capacità portante pari a 2,69 daN/cmq.

7.2. TRATTO INIZIALE CANALE

Approccio 1

$$K_p = 2,21$$

$$N_c = 17,082$$

$$N_q = 7,963$$

$$N_\gamma = 4,192$$

$$s_c = 1,134 \quad s_q = 1,067 \quad s_g = 1,067$$

$$i_c = 0,964 \quad i_q = 0,964 \quad i_g = 0,726$$

$$d_c = 1,506 \quad d_q = 1,253 \quad d_g = 1,253$$

$$z_c = 0,996 \quad z_q = 0,979 \quad z_g = 0,979$$

Capacità portante limite q_{lim} : 3,05 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 1,69 daN/cm²

Approccio 2

$$K_p = 2,66$$

$$N_c = 23,942$$

$$N_q = 13,199$$

$$N_\gamma = 9,463$$

$$s_c = 1,533 \quad s_q = 1,266 \quad s_g = 1,266$$

$$i_c = 0,964 \quad i_q = 0,964 \quad i_g = 0,772$$

$$d_c = 1,326 \quad d_q = 1,163 \quad d_g = 1,163$$

$$z_c = 0,996 \quad z_q = 0,983 \quad z_g = 0,983$$

Capacità portante limite q_{lim} : 5,49 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 2,39 daN/cm²

Si assume in sede progettuale il valore della capacità portante pari a 1,69 daN/cm².

7.3. SCATOLARE PREFABBRICATO 180X120

Approccio 1

$$K_p = 2,21$$

$$N_c = 17,082$$

$$N_q = 7,963$$

$$N_\gamma = 4,192$$

$$s_c = 1,469 \quad s_q = 1,235 \quad s_g = 1,235$$

$$i_c = 0,964 \quad i_q = 0,964 \quad i_g = 0,726$$

$$d_c = 1,340 \quad d_q = 1,170 \quad d_g = 1,170$$

$$z_c = 0,996 \quad z_q = 0,979 \quad z_g = 0,979$$

Capacità portante limite q_{lim} : 4,93 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 2,74 daN/cm²

Approccio 2

$K_p = 2,66$

$N_c = 23,942$

$N_q = 13,199$

$N_\gamma = 9,463$

$s_c = 1,565$ $s_q = 1,282$ $s_g = 1,282$

$i_c = 0,964$ $i_q = 0,964$ $i_g = 0,772$

$d_c = 1,373$ $d_q = 1,186$ $d_g = 1,186$

$z_c = 0,996$ $z_q = 0,983$ $z_g = 0,983$

Capacità portante limite q_{lim} : 9,22 daN/cm²

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=2,3$): 4,01 daN/cm²

Si assume in sede progettuale il valore della capacità portante pari a 2,74 daN/cm².

8. CONCLUSIONI

A conclusione dei dati fin qui esposti seguono le seguenti considerazioni.

Dal punto di vista geologico, l'area interessata dalle fondazioni delle opere per la realizzazione della fognatura pluviale dell'abitato di Mola di Bari è rappresentata da:

OR_A Litotipo 1: terreni sciolti costituiti da terreno di riporto e sabbie calcarenitiche

- Peso di volume γ in sito 1,60 t/m³
- Velocità onde P 400 – 1.200 m/s
- Velocità onde S 100 - 600 m/s
- Coefficiente di Poisson (ν) 0,35 – 0,46
- Modulo di Joung (E) 1.500 – 15.000 Kg/cm²
- Modulo di Taglio (G) 1.000 – 5.700 Kg/cm²
- Angolo di attrito = 27°
- Coesione = 0 kPa

Per le fondazioni superficiali si assumono i seguenti valori di capacità portante ammissibile:

Pozzetto di confluenza

Kw = 17,10 daN/cmq

Capacità portante limite q_{lim} : 4,85 daN/cmq

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 2,69 daN/cmq

Tratto iniziale canale

Kw = 17,10 daN/cmq

Capacità portante limite q_{lim} : 3,05 daN/cmq

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 1,69 daN/cmq

Scatolare prefabbricato 180x120

Kw = 17,10 daN/cmq

Capacità portante limite q_{lim} : 4,93 daN/cmq

Portanza ammissibile (con $\gamma_s=1,8$): 2,74 daN/cmq

Sulla base del valore di Vs30 ricavati dalla campagna geognostica è possibile classificare il sottosuolo di fondazione interessato dalla realizzazione delle opere in oggetto all'interno della **categoria di profilo stratigrafico di tipo "A"**.

Le condizioni topografiche del sito, in base a quanto riportato nella Tabella 3.2.IV del DM 14.01.08, rientrano nella **Categoria T1 – Superficie pianeggiante**.

La falda acquifera è stata rinvenuta solo nel sondaggio 1 a circa 5,50 m di profondità, per cui le fondazioni non sono influenzate dalla presenza della falda.