

# ASPETTI GEOTECNICI NEL PROGETTO DELL'OSPEDALE SISMICAMENTE ISOLATO DI FROSINONE

Giuseppe Lupoi<sup>1</sup>, Carlo Callari<sup>2</sup>, Alessio Lupoi<sup>1</sup>

1. *Studio Speri, via Vitorchiano 149, 00189 Roma, main@studiosperi.it*

2. *Università di Roma "Tor Vergata", Dip. Ing. Civile, 00133 Roma, callari@ing.uniroma2.it*

## 1. INTRODUZIONE

Nel 1988 l'Assessorato alla Sanità della Regione Lazio, il Ministero della Sanità e l'Azienda Sanitaria Locale di Frosinone decisero concordemente di attribuire al progetto del nuovo Ospedale di Frosinone il ruolo di "progetto pilota antisismico". Come obiettivo principale del progetto, si assegnò la completa funzionalità dell'Ospedale anche in seguito ad eventi sismici, in modo da poter costituire nella struttura sanitaria un centro di soccorso di emergenza. A tal fine, nel 1998 si decise di progettare una struttura sismicamente isolata alla base; questa soluzione, sperimentata con successo all'estero, non aveva precedenti nel progetto degli ospedali italiani. Nel 2000 il progetto definitivo dell'Ospedale è stato sottoposto, con esito favorevole, all'approvazione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per una descrizione generale del progetto, con particolare riferimento alle scelte strutturali ed impiantistiche, si rimanda ad un'altra memoria presentata a questo convegno [Lupoi et al., 2001]. Nella presente nota, si discutono gli aspetti geotecnici del progetto del nuovo Ospedale, cioè la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la verifica delle opere di fondazione. La soluzione dei problemi connessi a queste fasi progettuali non è stata banale, a causa della notevole eterogeneità dei terreni di fondazione e delle scarse proprietà meccaniche degli strati superficiali.

Nella caratterizzazione geotecnica, descritta nel Par. 2, la particolare finalità del progetto ha richiesto la valutazione dei parametri dinamici dei terreni, svolta sulla base di misure in sito (Par. 2.2.3). Questi parametri sono stati impiegati nelle analisi, svolte dal Servizio Sismico Nazionale, degli effetti di amplificazione sismica locale (cfr. [Lupoi et al., 2001]). Inoltre, le misure dinamiche sono risultate utili anche per la valutazione dei cedimenti del piano di posa causati dai carichi gravitazionali (Par. 2.2.4). Nella verifica delle fondazioni dirette, discussa nel Par. 3, la presenza degli isolatori sismici ha implicato, rispetto al caso tradizionale di strutture non isolate, una diversa definizione delle azioni orizzontali sul piano di posa (Par. 3.1). Per la limitazione dei cedimenti si sono previsti localizzati interventi di bonifica, il cui dimensionamento è stato ottimizzato mediante analisi agli elementi finiti di diverse configurazioni degli interventi stessi (Par. 3.4.2).

## 2. LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La caratterizzazione geotecnica dell'area del nuovo Ospedale è stata sviluppata sulla base dei risultati di tre campagne di indagine. La prima, comprendente 9 sondaggi, risale al periodo 1996-97, cioè prima della scelta di una struttura sismicamente isolata. Successivamente, sono state eseguite due campagne integrative per meglio definire la successione stratigrafica e la caratterizzazione meccanica dei terreni. Durante queste indagini, svolte fra il 1998 ed il 1999, sono stati eseguiti 7 sondaggi. In due fori sono state eseguite misure dinamiche di tipo "down-hole"; altri fori sono stati attrezzati con piezometri. Complessivamente sono stati prelevati 11 campioni indisturbati, sui quali sono state eseguite analisi granulometriche, determinazioni del contenuto naturale d'acqua, dei limiti di Atterberg e del peso dell'unità di volume, prove edometriche, prove di taglio diretto consolidate-drenate (CD) e prove triassiali non consolidate-non drenate (UU).

## 2.1 La definizione del profilo geotecnico

L'area dell'Ospedale è posta sulla sommità semipianeggiante di un rilievo (da 191 a 193 m s.l.m.) ed insiste sul cosiddetto "Flysch di Frosinone". Questa formazione è costituita da un'alternanza di argille marnose e livelli di siltiti arenacee di spessore variabile da qualche centimetro a qualche metro. La parte superficiale del flysch, profondamente alterata, affiora nella parte nord-orientale dell'area. Al di fuori di questo settore i terreni superficiali sono costituiti da depositi quaternari di origine colluviale e alluvionale con apporti piroclastici.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica, i terreni sono stati raggruppati in tre unità, come schematizzato in Tab. 1. I terreni A comprendono i depositi limo-argillosi di origine colluviale e alluvionale. I terreni B sono principalmente costituiti dalla parte superiore, degradata, del flysch. I terreni C, infine, coincidono con il flysch non alterato.

Il nuovo Ospedale sarà costituito da tre edifici accostati, nel seguito indicati come: laterale sinistro, centrale e laterale destro. Complessivamente, la pianta ha forma pressoché rettangolare, di dimensioni 65x150m circa (cfr. Figura 8 e [Lupoi, et al. 2001]). In Figura 1 si riportano i profili geotecnici dei terreni di fondazione, relativi a tre sezioni longitudinali dell'Ospedale. Si osserva come gli spessori delle unità A e B varino sensibilmente lungo entrambi gli assi, longitudinale e trasversale, della pianta del Nuovo Ospedale.

Terreni A	-Materiale piroclastico rimaneggiato -Materiale piroclastico argillificato
Terreni B	-Argilla limosa -Alternanza di limi sabbiosi, limi argillosi, sabbie e sottili intercalazioni di arenaria
Terreni C	-Alternanza di argille marnose ed arenaria

Tab. 1 Raggruppamento dei terreni di fondazione in tre unità A, B e C

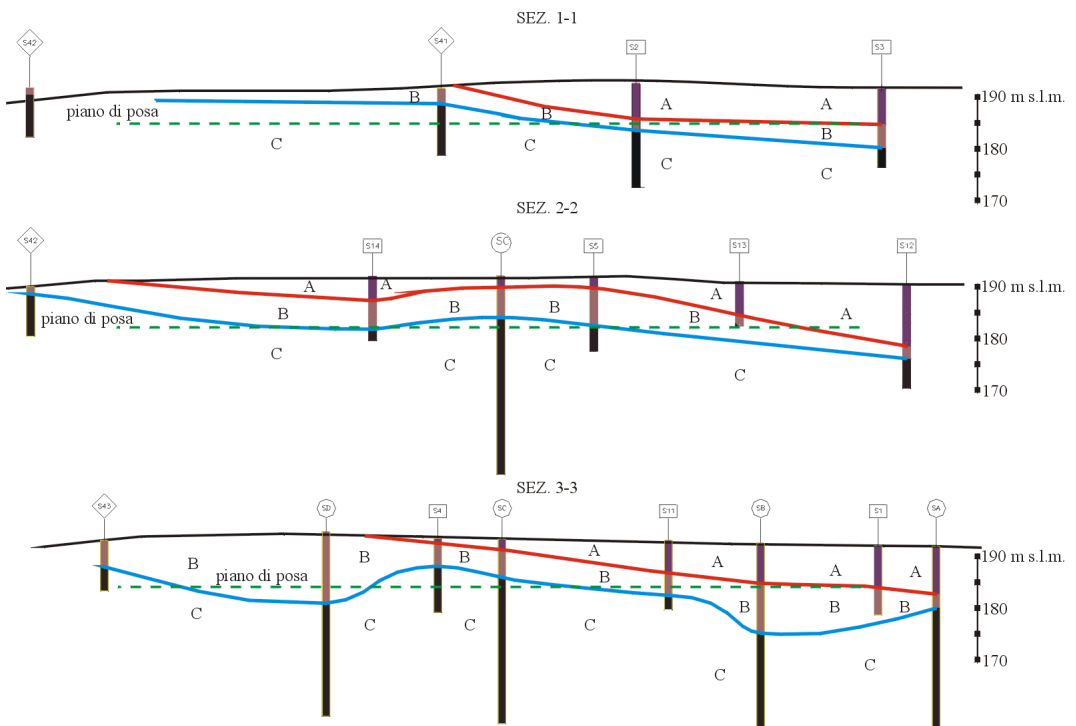


Figura 1. Profili geotecnici tracciati rispetto a tre sezioni longitudinali dell'Ospedale

Sulla base delle misurazioni dei piezometri, l'area in esame è caratterizzata dalla presenza di una falda la cui superficie libera oscilla tra le quote di 186 - 189 m s.l.m., cioè a circa 5 m di profondità dal p.c.

## 2.2 L'analisi dei dati sperimentali e la scelta dei parametri fisico-meccanici

In questo paragrafo si riassume l'interpretazione delle misure in sito ed in laboratorio. Sui risultati di queste elaborazioni si è basata la scelta dei parametri fisico-meccanici adottati nei calcoli di verifica (Tab. 5).

Le misure dell'intervallo di plasticità ( $I_p$ ) sono risultate variabili nell'intervallo 12-31% per i terreni A, e nell'intervallo 19-44% per i terreni B. Nei terreni A, a partire da profondità superiori a 5.0m sono stati misurati valori del contenuto naturale d'acqua superiori al limite di liquidità ( $w_n > w_l$ ). Nei terreni B, invece, il contenuto naturale d'acqua è risultato leggermente più basso del limite di plasticità ( $w_p$ ). Si sono quindi ricavati valori dell'indice di liquidità  $I_l = (w_n - w_p) / I_p$  prossimi ad 1.0 nei terreni A e nulli nei terreni B.

Dall'elaborazione dei risultati delle prove edometriche, si sono ricavati valori di permeabilità compresi tra  $0.5 \cdot 10^{-10}$  e  $0.7 \cdot 10^{-10}$  m/s per i terreni A e tra  $0.3 \cdot 10^{-10}$  e  $0.2 \cdot 10^{-9}$  m/s per i terreni B.

### 2.2.1 Parametri di resistenza a breve termine

In Figura 2, i valori di coesione non drenata  $c_u$  ottenuti dalle prove triassiali UU sono riportati in funzione della profondità di estrazione del campione. Negli stessi diagrammi è tracciato il grafico della relazione empirica:  $c_u = 0.5 p_p$ ; dove  $p_p$  è la pressione misurata alla punta del penetrometro tascabile. Fra 5 e 10m di profondità si osservano bassi valori di  $c_u$  nei terreni A; inoltre, l'analisi delle misure dell'indice di liquidità ha evidenziato una probabile sensibilità di questi terreni. La sensibilità, definita come il rapporto  $S_t$  fra i valori di coesione non drenata relativi allo stato indisturbato ( $c_u$ ) e rimaneggiato ( $c_{ur}$ ), può essere stimata in funzione dell'indice di liquidità utilizzando la relazione di Bjerrum (1954):  $S_t = c_u / c_{ur} = \exp(2.0 * I_l)$ . Nel caso dei terreni A ( $I_l \cong 1.0$ ), si ricava  $S_t \cong 7.4$ . Pertanto, in conseguenza di un processo deformativo, i terreni A potrebbero essere caratterizzati da valori di coesione non drenata significativamente più bassi di quelli osservati in condizioni indisturbate.

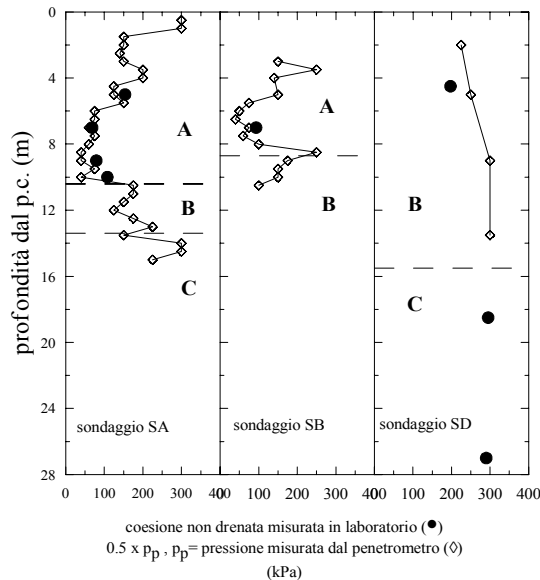


Figura 2. Confronto fra la coesione non drenata misurata in laboratorio e le misure del penetrometro tascabile

### 2.2.2 Parametri di resistenza a lungo termine

Per i terreni superficiali B, la coesione e l'angolo di attrito in condizioni drenate  $c'$  e  $\varphi'$  riportati in Tab. 5 sono stati ricavati da prove di taglio diretto. Per i terreni C, le caratteristiche di resistenza a lungo termine sono state calcolate a partire dalla coesione non drenata utilizzando la nota relazione:

$$c_u = \frac{\sigma_o' \text{sen} \varphi' + c' \cos \varphi'}{1 + (2A_f - 1) \text{sen} \varphi'} \quad (1)$$

dove  $A_f$  è il coefficiente di sovrappressione neutra a rottura, e  $\sigma_o'$  è la tensione efficace media in situ. Quest'ultima è stata calcolata come:

$$\sigma_o' = \frac{\sigma_{vo}' + 2\sigma_{ho}'}{3} = \frac{\sigma_{vo}'(1 + 2K_0)}{3} = \frac{\gamma' z(1 + 2K_0)}{3} \quad (2)$$

dove  $\sigma_{vo}'$  e  $\sigma_{ho}'$  sono rispettivamente le tensioni efficaci verticale ed orizzontale,  $K_0$  è il coefficiente di tensione orizzontale a riposo,  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$  è il peso "sommerso" dell'unità di volume e  $z$  è la profondità dal piano campagna. Dalla relazione (2), assumendo cautelativamente  $c' = 25$  kPa, si è ottenuto un angolo d'attrito compreso fra 27 e 28°.

### 2.2.3 Parametri di rigidezza per piccole deformazioni

Le misure dinamiche in sito sono state impiegate per valutare i parametri elastici dei terreni nel campo delle piccole deformazioni (< 0.001 %). Questi parametri elastici, spesso indicati come "dinamici", sono stati impiegati nelle analisi degli effetti di amplificazione sismica locale (cfr. [Lupoi et al., 2001]). Inoltre, le misure dei parametri dinamici hanno permesso una stima dei valori assunti dai moduli elastici nel campo delle deformazioni medio-elevate (cfr. Par. 2.2.4).

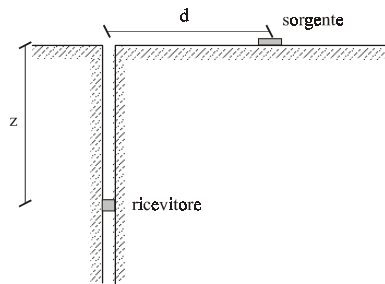


Figura 3. Schema della prova down-hole

Le misure down-hole sono state eseguite in due fori di sondaggio, SA e SD, profondi 40 m. Per tenere conto dell'inclinazione del percorso delle onde fra sorgente e ricevitore (Figura 3), i tempi di viaggio  $t$  sono stati corretti secondo la:

$$t^* = \frac{z}{\sqrt{z^2 + d^2}} t \quad (3)$$

dove  $z$  è la profondità del ricevitore dal piano di campagna e  $d$  è la distanza orizzontale fra il boccaforo del sondaggio e la sorgente dell'onda. Per le onde di taglio, i tempi corretti  $t_s^*$  sono riportati in funzione della profondità nella Figura 4. Negli stessi diagrammi sono evidenziate le quote delle superfici di separazione fra i diversi terreni (A,B,C). In questi diagrammi, la velocità delle onde di taglio  $v_s$  è rappresentata dalla pendenza dei segmenti di retta lungo i quali si allineano i dati sperimentali. Questa interpretazione è stata preferita al calcolo delle "velocità di intervallo", cioè alla determinazione della pendenza dei segmenti di connessione fra coppie di punti sperimentali consecutivi. Nel caso considerato, queste coppie non corrispondono ad un unico impulso (nelle prove si è utilizzato un solo ricevitore) ed i corrispondenti valori di velocità sono in effetti di "pseudo-intervallo". Si è quindi preferito interpolare un sufficiente numero di dati

piuttosto che fare riferimento alle velocità di pseudo-intervallo.

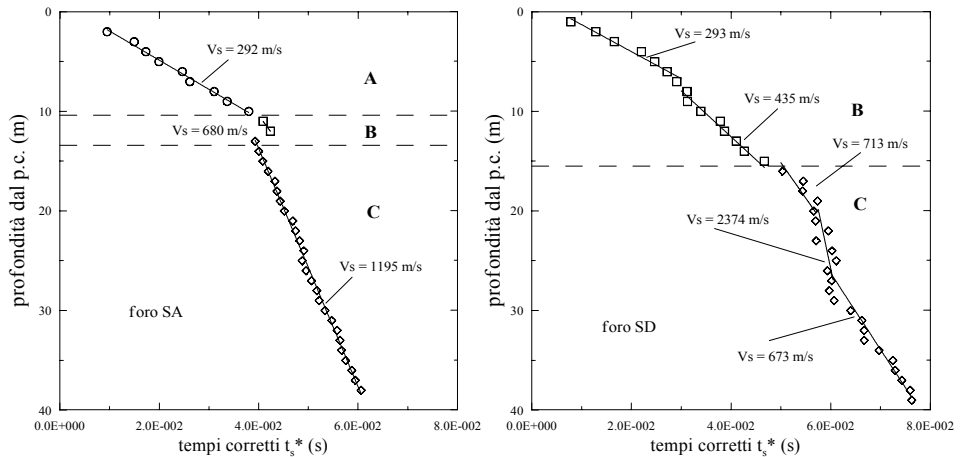


Figura 4. Risultati delle prove down-hole. Interpolazione dei tempi corretti  $t_s^*$  per il calcolo della velocità delle onde di taglio  $v_s$

Con riferimento al foro SA, il raggruppamento dei terreni nelle unità A e C è sostanzialmente confermato dai risultati della prova down-hole riportati in Figura 4; infatti i punti sperimentali relativi alle diverse formazioni si allineano bene secondo due distinti segmenti di retta. Un'interpolazione leggermente più dettagliata è stata necessaria in corrispondenza del foro SD. Al crescere della profondità, si osserva un incremento della velocità nei terreni C, invece, la massima velocità è misurata poco al di sotto del tetto dello strato, probabilmente a causa di un infittimento dei livelli di arenaria.

I profili delle velocità delle onde di taglio sono riportati nella Figura 5. Si osserva come tali valori ricadano nei campi di variazione normalmente osservati in terreni simili a quelli dell'area dell'Ospedale (si veda, ad es., [Mancuso, 1996]).

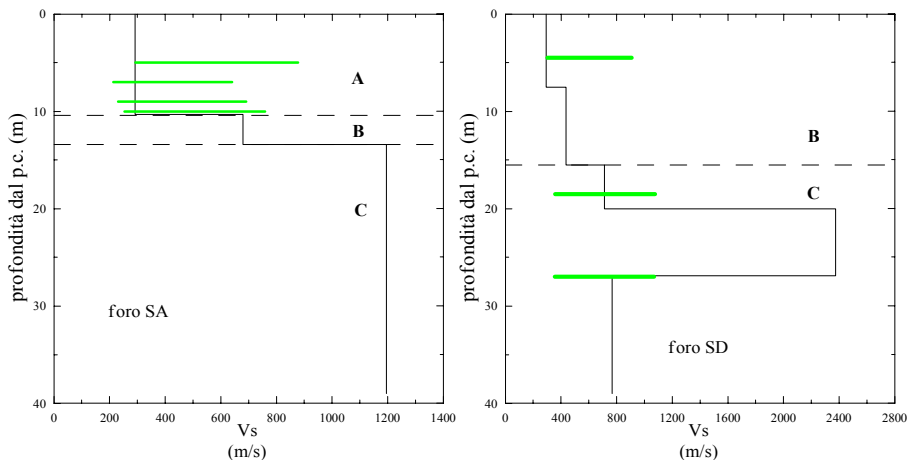


Figura 5. Risultati delle prove down-hole. Velocità delle onde di taglio ( $v_s$ ) in funzione della profondità. I segmenti orizzontali rappresentano gli intervalli di velocità ricavati dalla coesione non drenata

Nelle fasi preliminari del progetto, quando non erano ancora disponibili i risultati delle prove down-hole, si era effettuata una stima dei parametri dinamici utilizzando alcune correlazioni

empiriche disponibili in letteratura. Nel seguito, i risultati forniti da queste relazioni sono confrontati con le misure in sito.

Si è considerata, ad esempio, la nota relazione empirica proposta da Hardin e Drnevich [1972] per il calcolo del modulo di rigidezza a taglio iniziale nei terreni coesivi:

$$G_0 = \frac{3230(2.973 - e)^2}{1 + e} OCR^k \sqrt{\sigma'_o} \quad [kPa] \quad (4)$$

dove  $e$  è l'indice dei vuoti,  $OCR$  il rapporto di sovraconsolidazione e  $k$  una costante adimensionale funzione dell'indice di plasticità  $I_p$ . Per la valutazione di  $OCR$ , si è applicato il metodo grafico di Casagrande alle curve edometriche. Il coefficiente  $K_0$  è stato calcolato utilizzando la formula empirica:  $K_0 = K_{0,NC} OCR^{0.5}$ , dove il coefficiente di tensione orizzontale in condizioni normal-consolidate è fornito dalla formula di Jaky:  $K_{0,NC} = 1 - \text{sen } \varphi'$ . Infine, si è ricavata la velocità delle onde di taglio dal modulo di rigidezza iniziale:

$$v_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}} \quad (5)$$

dove  $\rho = \gamma_{sat}/g$  è la densità del terreno. Nel caso dei terreni B (cfr. Tab. 2), la formula empirica (4) ha fornito valori di  $v_s$  pari a circa il 60% della velocità misurata in sito ( $v_s = 435$  m/s, Figura 5).

prof. (m)	$\gamma_{sat}$ (kPa)	$e$	$I_p$	$\varphi'$ (°)	$OCR$	$K_{0nc}$	$K_0$	$\sigma'_o$ (kPa)	$k$	$G_0$ (kPa)	$V_s$ (m/s)
13.0	19.0	0.800	20.3	22.6	4	0.62	1.23	135	0.18	125981	255

Tab. 2 Dati e risultati di un esempio di applicazione della formula di Hardin e Drnevich [1972] ai terreni B

Si è sviluppata un'altra stima dei parametri dinamici utilizzando le conclusioni di Seed e Idriss [1970]; questi autori hanno osservato che nei terreni coesivi il rapporto tra il modulo di rigidezza a taglio iniziale  $G_0$  e la coesione non drenata  $c_u$  è normalmente compreso nell'intervallo:

$$\frac{G_0}{c_u} = 1.0 \cdot 10^3 \div 3.0 \cdot 10^3 \quad (6)$$

Nei grafici di Figura 5, si riportano gli intervalli di variazione della velocità delle onde di taglio calcolati sostituendo nella (6) i valori di coesione non drenata misurati in laboratorio. Si osserva come il valore della velocità ricavato dalle prove down-hole ricada all'interno di questi intervalli.

Si è scartata la possibilità di impiegare una delle numerose correlazioni proposte fra il modulo di rigidezza a taglio iniziale e i risultati delle prove SPT. Infatti, la maggior parte di queste relazioni sono ricavate da esperienze relative a terreni molto diversi da quelli considerati nel progetto. Inoltre, la loro attendibilità è messa in dubbio da alcuni autori (si veda ad es. [Fang, 1990] pag. 558).

#### 2.2.4 Parametri di rigidezza per deformazioni medio-elevate

In considerazione del tipo di opera e delle condizioni di carico, si è giudicato adeguato un approccio "tradizionale" alla modellazione costitutiva dei terreni. Infatti, nelle analisi delle condizioni di collasso e dello stato deformativo il comportamento dei terreni è stato ipotizzato, rispettivamente, rigido-plastico ed elastico lineare. In particolare, la caratterizzazione descritta in questo paragrafo è stata finalizzata alla valutazione dei parametri di elasticità lineare capaci di descrivere adeguatamente la risposta dei terreni all'azione dei carichi gravitazionali. Per la stima di queste caratteristiche di rigidezza, corrispondenti a livelli medio-elevati di deformazione ( $> 0.1$  %), si sono elaborati i risultati delle prove eseguite in laboratorio (edometriche e triassiali) ed in sito (down-hole). Nel seguito, si riassumono queste analisi con riferimento ai terreni A, B e C.

**Terreni A.** Le prove edometriche sono state eseguite su campioni prelevati a profondità variabile fra 6 e 10 m. In considerazione della natura dei terreni A (cfr. Tab. 1), la valutazione dei parametri

di rigidità è stata sviluppata sulla base dei dati sperimentali relativi al campo di comportamento normal-consolidato, ossia ottenuti per tensioni verticali efficaci  $\sigma_v'$  superiori a quella di preconsolidazione  $\sigma_{vc}$ . I valori dell'indice di compressibilità:

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_v')} \quad (7)$$

forniti dalle prove si sono rivelati fra loro sostanzialmente coincidenti ( $C_c \cong 0.45$ ). Si è quindi utilizzata la relazione esistente fra il modulo edometrico e  $C_c$ :

$$E_{ed} = \frac{1+e}{0.435C_c} \sigma_v' \quad (8)$$

per ricavare la relazione lineare  $E_{ed} = E_{ed0} + 7.46\sigma_v'$  fra il modulo edometrico e la tensione verticale efficace. Il grafico di questa relazione, ottenuto ponendo  $E_{ed0} = 2600$  kPa, è riportato in Figura 6 insieme ai valori di  $E_{ed}$  determinati sperimentalmente. Assumendo la falda coincidente con il piano campagna, si è ricavata la corrispondente espressione del modulo edometrico in funzione della profondità:  $E_{ed} = 2600 + 74.6 z$  (kPa). Secondo questa relazione, nell'intervallo di profondità che va da 9.5 m (piano di posa) a 12.5 m (profondità massima del letto dei terreni A), il modulo edometrico varia da 3.3 a 3.5 MPa.

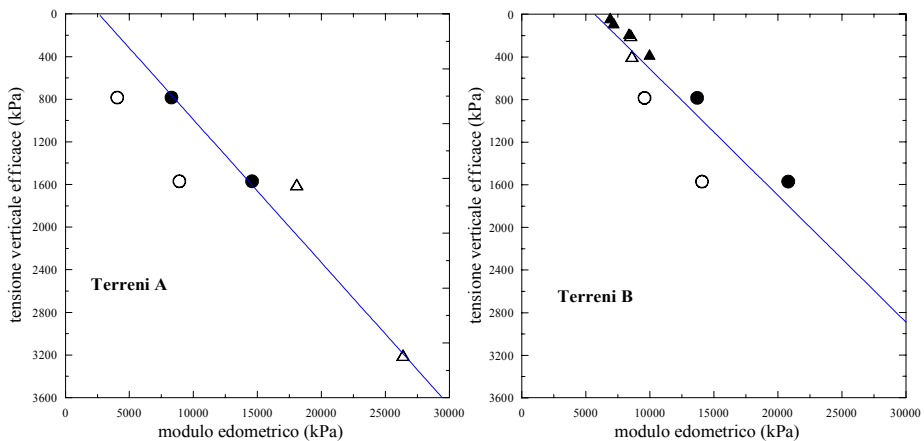


Figura 6. Modulo edometrico in funzione della tensione verticale efficace. Valori misurati e loro interpretazione lineare

Dai risultati delle prove triassiali UU, si sono ricavati i valori del modulo di Young non drenato secante  $E_u = q_f / \varepsilon_{a,f}$ , dove  $\varepsilon_{a,f}$  è la deformazione assiale corrispondente alla resistenza di picco  $q_f$  (Tab. 3). Ponendo il coefficiente di Poisson non drenato  $\nu_u = 0.5$ , si sono calcolati a partire da  $E_u$  i valori del modulo di rigidità a taglio secante  $G$  riportati in Tab. 3.

profondità (m)	$q_f$ (kPa)	$\varepsilon_{a,f}$ (%)	$E_u$ (MPa)	$G$ (MPa)
5.0	307	3.937	7.8	2.6
7.0	136	5.249	2.6	0.9
7.0	186	9.186	2.0	0.7
9.0	158	2.625	6.0	2.0
10.0	215	10.499	2.0	0.7

Tab. 3 Terreni A. Valori del modulo di rigidità a taglio secante ricavati dalle prove triassiali UU

Pertanto, se si assume  $E_{ed} = 3.5$  MPa e  $G = 1.0$  MPa, le relazioni:

$$v' = \frac{1}{2} \frac{E_{ed} - 2G}{E_{ed} - G} \quad E' = 2G(1 + v') \quad (9)$$

forniscono il coefficiente di Poisson e il modulo di Young in condizioni drenate:  $v' = 0.3$ ,  $E' = 2.6$  MPa.

L'elevata deformabilità mostrata dai terreni A e la loro probabile sensitività evidenziata nel Par. 2.2.1 hanno suggerito la totale rimozione degli spessori di questi terreni che interessano il progetto.

**Terreni B.** Nelle prove edometriche, la differenza fra la tensione verticale efficace di preconsolidazione, calcolata con il metodo di Casagrande, e la tensione verticale in sito ( $\sigma_{vc}' - \sigma_{v0}'$ ) è risultata sempre maggiore di 250 kPa. Pertanto, per carichi che determinino incrementi di tensione verticale di circa 200 kPa, è prevedibile una risposta di tipo sovraconsolidato dei terreni B. Dai risultati delle prove si è ricavato che l'indice di compressibilità al ricarico ( $C_r$ ) varia tra 0.02 e 0.10, e che l'indice di compressibilità al carico ( $C_c$ ) è compreso tra 0.18 e 0.35. In Figura 6, si riportano i valori di  $E_{ed}$  relativi ad entrambi i campi di risposta, sovraconsolidato e normalconsolidato, in funzione della tensione verticale efficace. Nello stesso diagramma è riportata l'interpolazione lineare del complesso dei risultati sperimentali:  $E_{ed} = 5700 + 8.42\sigma'_v$  (kPa). Secondo questa relazione, il modulo edometrico varia da 6.5 a 7.4 MPa nell'intervallo di profondità che va da 9 m (piano di posa) a 20 m (profondità massima del letto dei terreni B). Nelle verifiche delle strutture di fondazione, si è assunto:  $E_{ed} = 7.0$  MPa.

In Tab. 4 si riportano i valori secanti del modulo di Young non drenato  $E_u = q_f \epsilon_{a,f}$  e del modulo di rigidezza a taglio  $G$  ricavati dai risultati della prova triassiale UU e della prova monoassiale non drenata eseguite sui terreni B.

profondità (m)	$q_f$ (kPa)	$\epsilon_{v,f}$ (%)	$E_u$ (MPa)	$G$ (MPa)
3.0	300	1.312	22.9	7.6
4.5	395	2.825	14.0	4.7

Tab. 4 Terreni B. Valori del modulo di rigidezza a taglio secante ricavati dalle prove triassiali UU

Per la stima della rigidezza a taglio dei terreni B, si sono anche utilizzati i risultati delle prove dinamiche (cfr. Par. 2.2.3). E' noto che nell'ipotesi di comportamento elastico non lineare dei terreni coesivi, il legame costitutivo fra la tensione tangenziale  $\tau$  e lo scorrimento  $\gamma$  può essere efficacemente espresso dalla legge iperbolica [Kondner, 1963]:

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad (10)$$

dove  $G_0$  è il modulo di rigidezza a taglio iniziale e  $\tau_{max}$  è la tensione tangenziale a rottura del terreno. Da questa relazione si può ricavare il modulo di rigidezza a taglio secante in corrispondenza di un dato valore di scorrimento  $\gamma$ .

$$G_s = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{G_0 \tau_{max}}{G_0 \gamma + \tau_{max}} \quad (11)$$

che, a sua volta, può essere espresso in funzione dell'invariante di deformazione deviatorica  $\epsilon_q$  (in una prova di taglio puro, è  $\gamma = \sqrt{3} \epsilon_q$ ).

Nei terreni B, la velocità delle onde di taglio misurata a profondità superiori a 8m è  $v_s = 435$  m/s (cfr. Figura 5), se ne ricava il modulo iniziale  $G_0 = \gamma_{sat} v_s^2 / g = 367$  MPa. Pertanto, ponendo  $\tau_{max} = c_u = 120$  kPa nella (11), si ottiene l'andamento del modulo secante  $G_s$  in funzione di  $\epsilon_q$  mostrato in Figura 7a. Nello stesso diagramma è riportato il modulo di rigidezza a taglio secante ricavato dalle prove di laboratorio (nelle prove UU e nelle prove monoassiali non drenate è  $\epsilon_q = \epsilon_a$ ). Si osserva

come l'elaborazione dei risultati delle prove dinamiche suggerisca valori di rigidezza a taglio minori di quelli ricavati dalle prove di laboratorio. Per i calcoli di verifica, si è scelto il valore cautelativo  $G = 3.1$  MPa, ottenuto dai risultati delle misure dinamiche per  $\varepsilon_q = 2.0$  %. Secondo le relazioni (9), ai valori adottati per  $E_{ed}$  e  $G$  corrispondono i seguenti parametri in condizioni drenate:  $E' = 6.8$  MPa,  $\nu' = 0.10$ .

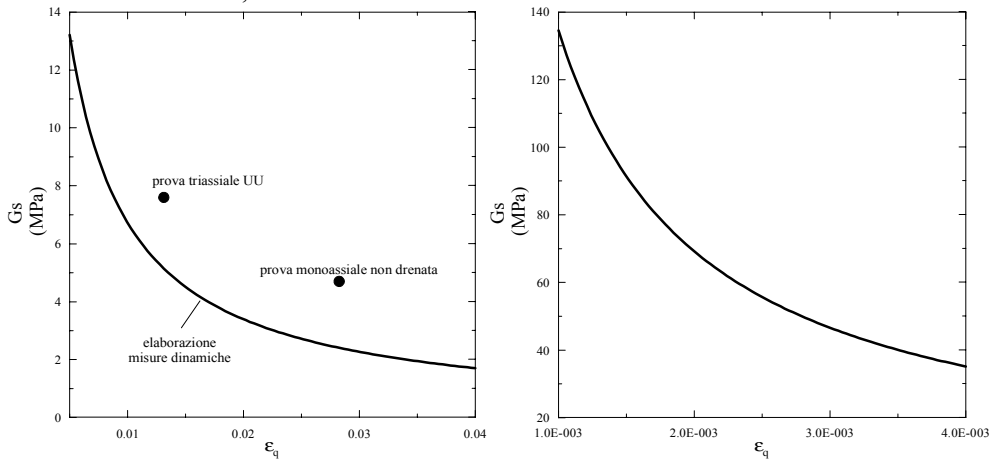


Figura 7. Modulo di rigidezza a taglio secante  $G_s$  in funzione della deformazione deviatorica  $\varepsilon_q$  per i terreni B (sinistra) e C (destra)

**Terreni C.** Anche per la valutazione dei parametri di rigidezza dei terreni C si sono elaborati i risultati delle prove dinamiche discusse nel Par. 2.2.3. In questi terreni, la velocità delle onde di taglio misurata a profondità inferiori a 25m è risultata variabile nell'intervallo  $v_s = 713 \div 2374$  m/s (cfr. Figura 5); se si assume  $v_s = 1000$  m/s, si ricava il modulo di rigidezza iniziale  $G_0 = \gamma_{sat} v_s^2 / g = 2350$  MPa. Dalla (11), ponendo  $\tau_{max} = c_u = 250$  kPa, si è ottenuto l'andamento del modulo secante  $G_s$  in funzione di  $\varepsilon_q$  mostrato in Figura 7b. Nelle verifiche si è adottato  $G = 80.5$  MPa, corrispondente a  $\varepsilon_q = 0.17\%$ , controllando che la massima deformazione deviatorica calcolata nel terreno C fosse inferiore a tale valore. Il modulo di Young in condizioni drenate  $E' = 200$  MPa è stato ricavato dalla posizione  $\nu' = 0.25$ . La scelta di un elevato modulo di rigidezza è sembrata giustificata non solo dai risultati delle prove dinamiche, ma anche dall'evidente stato di forte sovraconsolidazione del flysch e dalla frequenza di intercalazioni di arenaria.

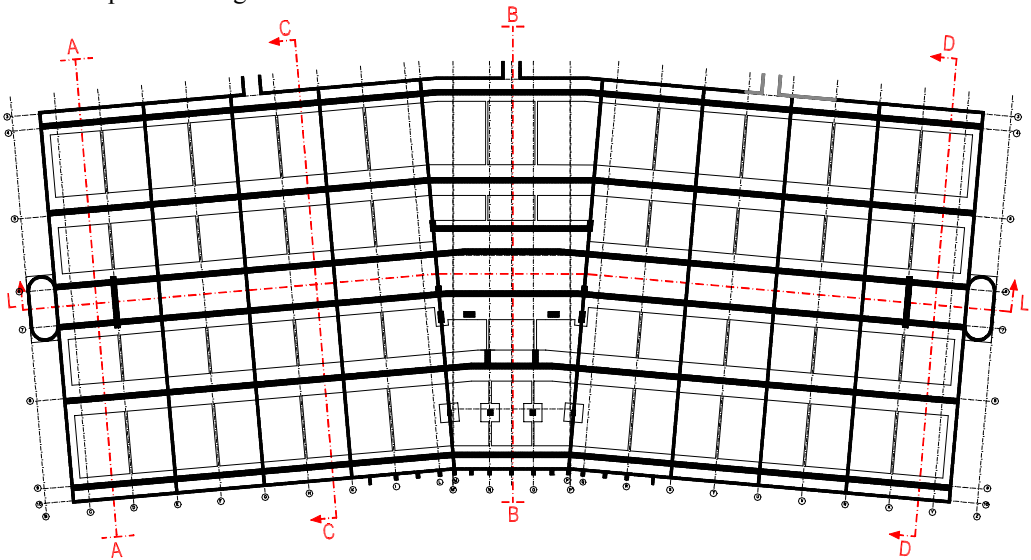
terreni	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c_u$ (kPa)	$E'$ (MPa)	$\nu'$
A	16				2.6	0.3
B	19	23	23	150	6.8	0.1
C	23	25	27	250	200	0.25

Tab. 5 Parametri geotecnici di calcolo

### 3. LA VERIFICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

In una fase preliminare della progettazione, si sono valutati gli effetti della scelta del tipo di fondazioni, dirette o profonde, da adottare per l'Ospedale. Approfondendo opportunamente il piano di posa (circa 9.50 m dal p.c., cfr. Figura 1), la soluzione di fondazioni dirette è sembrata subito la più appropriata per gli edifici laterale sinistro e centrale, che poggiano quasi interamente sul flysch inalterato (terreni C). La scelta del tipo di fondazioni per l'edificio laterale destro ha richiesto maggiore attenzione. Quest'edificio, infatti, è in buona parte interessato dai terreni

flyschoidi alterati B che, come si è prima mostrato, sono caratterizzati da proprietà meccaniche abbastanza scarse. Si è scartata l'ipotesi di una palificata appoggiata sul flysch inalterato, infatti, a causa della variabilità dello spessore dei terreni B (Figura 1), questa soluzione avrebbe implicato la realizzazione di non pochi pali anche nella formazione C, con probabili difficoltà esecutive dovute alla diffusa presenza degli strati di arenaria.



Sez. A-A:

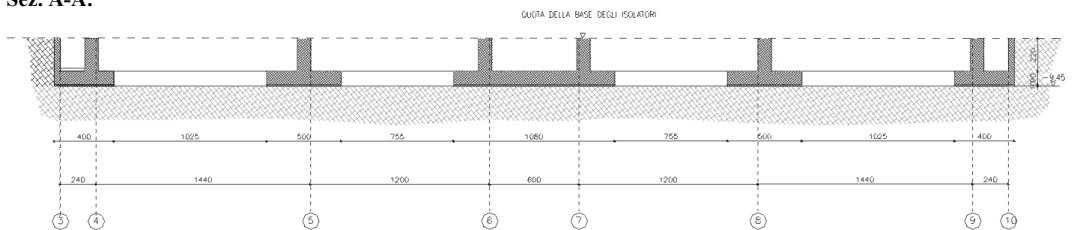


Figura 8. Pianta e sezione trasversale delle strutture di fondazione

L'ipotesi di fondazioni dirette anche per l'edificio laterale destro non ha causato problemi nelle verifiche al carico limite. Tuttavia, l'analisi dello stato deformativo ha evidenziato la possibilità di cedimenti finali del piano di posa considerati non ammissibili (circa 8 cm). Si è quindi deciso di incrementare localmente la rigidità del sottosuolo mediante interventi di bonifica.

Per i tre edifici si è progettata un'unica struttura di fondazione continua, costituita da un graticcio di travi in calcestruzzo armato (Figura 8). Si sono previste travi di fondazione con elevata rigidità flessionale, in modo da limitare i cedimenti differenziali del piano di posa. Come si osserva nella Figura 8, il graticcio è costituito da 5 travi "principali" (4, 5, 6-7, 8, 9) e 20 travi "secondarie". Le travi principali hanno sezione a T rovescia (la 6-7 è costituita da due T accostate) di altezza 3.10 m (0.90 + 2.20m). Le travi secondarie hanno sezione rettangolare, di base 0.40 m e altezza 0.90 e 3.10 m. Le basi degli isolatori sismici poggiano sulla sommità delle travi di fondazione principali, a 3.20 m dal piano di posa.

Le bonifiche consistranno nella totale rimozione dei terreni A e in una parziale asportazione dei terreni B, nelle due aree mostrate in Figura 9. In particolare, in corrispondenza delle travi più caricate (8, 6-7 e 9) si è deciso di asportare i terreni B fino al raggiungimento del tetto dei terreni C. Il dimensionamento degli interventi di bonifica è stato ottimizzato mediante analisi agli

elementi finiti di diverse possibili configurazioni degli interventi stessi (Par. 3.4.2).

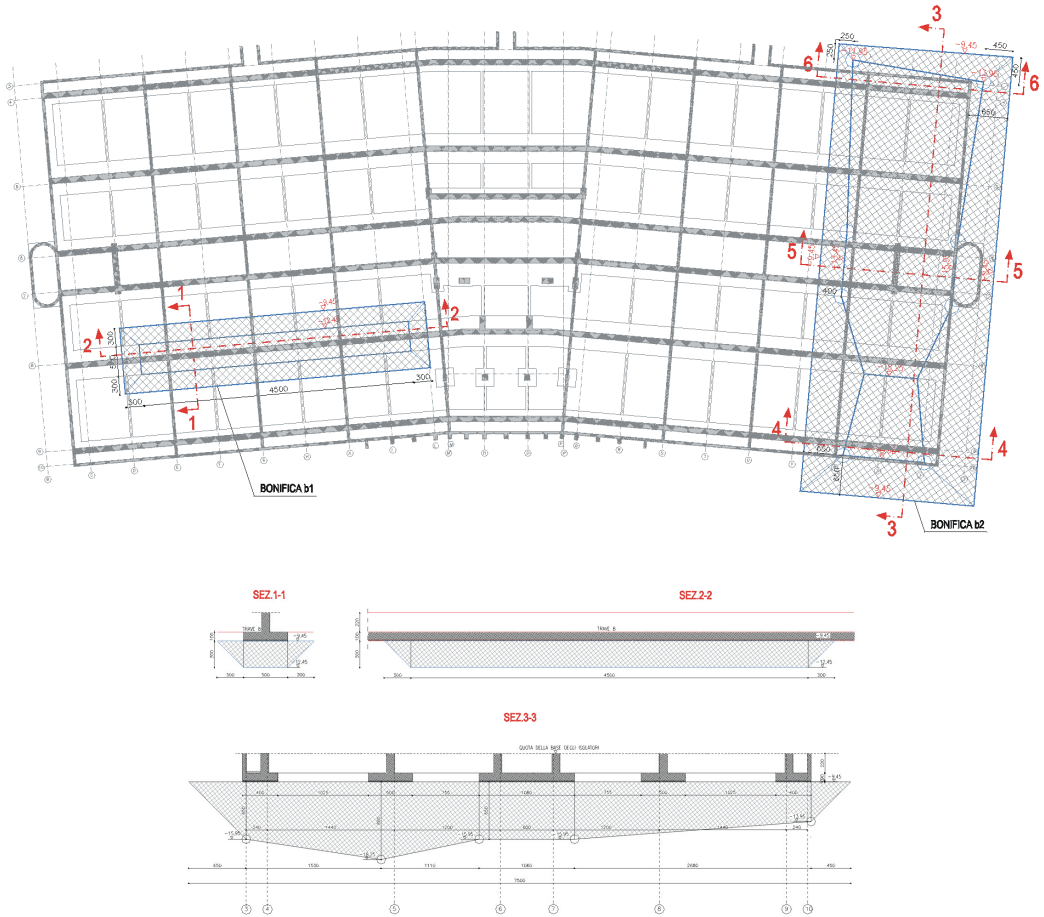


Figura 9. Pianta e sezioni degli interventi di bonifica

Il terreno rimosso, il cui volume totale é di poco inferiore a  $9000 \text{ m}^3$ , verrà sostituito con un misto granulare, posto in opera e compattato secondo prescritte modalità. Il controllo dell'efficacia del compattamento sarà eseguito mediante prove di carico su piastra.

Al fine di garantire la sicurezza dei lavori, si è prevista la verifica, durante lo scavo, della capacità della falda e l'eventuale realizzazione di una trincea drenante a monte delle strutture di fondazione, allo scopo di abbattere la superficie piezometrica.

La verifica delle opere di fondazione è stata effettuata attraverso la determinazione del coefficiente di sicurezza rispetto alla condizione di carico limite e l'analisi dei cedimenti del piano di posa. Nei calcoli si sono utilizzati i parametri, riassunti in Tab. 5, ottenuti dalla caratterizzazione geotecnica dei terreni. La definizione delle azioni sul piano di posa è riassunta nel seguente paragrafo.

### 3.1 Le azioni sul piano di posa

Con riferimento ai carichi gravitazionali, si sono considerate le azioni verticali agenti alla quota degli isolatori, ottenute dall'analisi statica della sovrastruttura (le azioni orizzontali sono risultate trascurabili). In particolare, le sollecitazioni verticali dovute alle azioni permanenti ( $N_g$ ) ed accidentali ( $N_q$ ) sono state combinate secondo la:  $N = N_g + \Psi N_q$ , dove si è posto il coefficiente di

combinazione  $\Psi = 0.6$ , in accordo con le “Linee guida per la progettazione, esecuzione e collaudo di strutture isolate dal sisma” del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Il carico verticale agente sul piano di posa di ogni singola trave di fondazione principale è stato calcolato come:  $V = \sum N + W_t$ , dove la sommatoria  $\sum$  è estesa agli isolatori che afferiscono alla trave considerata e  $W_t$  è il peso della trave. I momenti agenti sul piano di posa sono stati calcolati come:  $M_x = \sum(N \xi)$  e  $M_y = \sum(N \eta)$ , dove  $\xi$  e  $\eta$  sono le distanze misurate nelle direzioni  $x$  e  $y$  degli isolatori dal baricentro delle travi.

Alle sollecitazioni dovute ai carichi gravitazionali si sono sommate quelle conseguenti all’azione sismica. Nel calcolo di quest’ultime, indicando con  $E_x$  ed  $E_y$  gli effetti delle due componenti orizzontali del sisma (gli effetti del sisma verticale sono risultati trascurabili), si sono considerate le otto combinazioni:

$$c_x E_x + c_y E_y \quad (12)$$

ottenute dalle posizioni  $c_x = \pm 1, \pm 0.3$  e  $c_y = \pm 1, \pm 0.3$ . Queste combinazioni sono consigliate nelle “Linee guida...” a proposito dei ponti stradali e prescritte dalla normativa europea per la verifica degli edifici isolati.

La componente verticale delle forze agenti sul piano di posa è stata quindi calcolata utilizzando la relazione:

$$V = \sum(N + c_x N_{sx} + c_y N_{sy}) + W_t \quad (13)$$

dove gli  $N$  sono i carichi gravitazionali,  $N_{sx}$  e  $N_{sy}$  sono le azioni verticali dovute, rispettivamente, alle componenti del sisma nelle direzioni  $x$  ed  $y$ .

Rispetto all’approccio tradizionale, l’introduzione degli isolatori tra la fondazione e la sovrastruttura ha implicato una diversa definizione delle azioni sismiche orizzontali. In accordo con le “Linee guida ...”, l’azione orizzontale alla quota del piano di posa è stata ottenuta dalla formula:

$$H = \gamma \left( \sum_i K_i \right) d + \frac{a_g}{g} W_t \quad (14)$$

dove  $\gamma = 1.2$  è un fattore di sicurezza,  $K_i$  sono le rigidità dei singoli isolatori,  $d$  è lo spostamento orizzontale massimo di progetto e  $a_g$  è l’accelerazione di progetto, che, seguendo le “Linee guida...”, è stata posta pari a  $0.25 g$ . Dalla (12), si sono ricavate le componenti  $H_x$  e  $H_y$ , dell’azione orizzontale sul piano di posa:

$$H_x = c_x H_{x, sx} + c_y H_{x, sy} \quad H_y = c_x H_{y, sx} + c_y H_{y, sy} \quad (15)$$

dove  $H_{x, sx}$ ,  $H_{y, sx}$ ,  $H_{x, sy}$  e  $H_{y, sy}$  sono rispettivamente calcolate sostituendo nella relazione (14) le componenti:  $d_{x, sx}$ ,  $d_{y, sx}$  (sisma in direzione  $x$ ) e  $d_{x, sy}$ ,  $d_{y, sy}$  (sisma in direzione  $y$ ) degli spostamenti massimi forniti dall’analisi dinamica della sovrastruttura (circa 15 cm; cfr. [Lupoi et al., 2001]).

Infine, i momenti agenti sul piano di posa sono stati calcolati come:

$$M_x = \sum N_i x_i + H_x h_t \quad M_y = \sum N_i y_i + H_y h_t \quad (16)$$

dove  $h_t$  è l’altezza dell’isolatore dal piano di posa.

Dall’esame della Tab. 6 si possono ricavare indicazioni circa l’entità delle azioni sul piano di posa.

### 3.2 Verifiche al carico limite verticale

Per tenere conto delle travi secondarie nella verifica allo sprofondamento della generica trave principale, il coefficiente di sicurezza è stato valutato mediante la relazione:

$$\eta_v = \frac{V_{lim,p} + \sum V_{lim,s} / 2}{V + \sum W_{is} / 2} \quad (17)$$

dove  $V_{lim,p}$ ,  $V_{lim,s}$  sono, rispettivamente, i carichi limite verticali della trave principale e delle travi secondarie e  $W_{is}$  i pesi propri di queste ultime. Le sommatorie sono estese alle travi secondarie che afferiscono alla trave principale considerata. I carichi limite  $V_{lim,p}$ ,  $V_{lim,s}$  sono stati valutati utilizzando la formula di Terzaghi con i coefficienti correttivi di Brinch Hansen, introdotti per

tenere conto della forma della fondazione, dell'eccentricità e della componente orizzontale del carico. Si è posta la profondità del piano di posa pari all'altezza della parte interrata delle travi di fondazione ( $h_{t1} = 1.00\text{m}$ ). Nelle verifiche in condizioni drenate si è ipotizzato che la posizione della falda sia ad 1.0m di altezza dal piano di posa.

Si potrebbe osservare che l'espressione (17) del coefficiente di sicurezza è a rigore accettabile solo se le travi, principale e secondarie, pervengono contemporaneamente alla condizione limite. Tuttavia, nell'eventualità in cui ciò non si verifici, la corrispondente sovrastima del coefficiente di sicurezza è piccola (non superiore al 5.0%) e più che bilanciata dalle ipotesi cautelative descritte nel seguito.

Nel calcolo del carico limite  $V_{lim,p}$  della generica trave principale, si sono trascurati gli effetti della presenza delle travi contigue, principali e secondarie. Inoltre, nelle verifiche in presenza di sisma, non si è considerato l'incremento di resistenza che i terreni coesivi caricati dinamicamente mostrano rispetto al caso statico (si veda ad es. [Fang, 1990]). Infine, nel calcolo dei carichi limite si è trascurata la presenza degli interventi di bonifica.

	travi				
	9	8	6-7	5	4
base B (m):	4.00	5.00	10.80	5.00	4.00
altezza interrata ht1 (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
altezza fuori terra ht2 (m)	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20
lunghezza L (m):	62.40	62.40	62.40	62.40	62.40
rapporto B/L:	0.0641	0.0801	0.1731	0.0801	0.0641
peso proprio trave Wt (kN)	9329	10889	23026	10889	9329
azione sismica sottostr. (kN):	2332	2722	5756	2722	2332
carico vert. p.posa V (kN):	21139	66573	141839	69201	21518
carico orizz. p.posa Hx (kN):	1727	3751	8051	3664	1727
carico orizz. p.posa Hy (kN):	5322	11260	22831	11260	5322
carico orizz. p.posa H (kN):	5596	11868	24209	11841	5596
momento p.posa Mx (kNm)	4171	10350	22223	10073	4171
momento p.posa My (kNm)	12513	30525	61258	30525	12513
eccentricità' $e_x$ (m)	1.43	2.24	2.53	1.44	0.20
eccentricità' $e_y$ (m)	0.95	0.46	0.43	0.44	0.23
pressione media p.posa (kPa):	85	213	210	222	86
carico limite $V_{lim,p,u}$ (kN)	87250	178743	475656	186369	162744
car. lim. unitario $q_{lim,p,u}$ (kPa)	350	573	706	597	652
contr. tr. sec. $0.5\Sigma V_{lim,s,u}$ (kN)	14612	25385	21546	25385	14612
contr. tr. sec. $0.5\Sigma Wts$ (kN)	459	797	675	797	459
<b>Coeff. di sicurezza:</b>	<b>4.7</b>	<b>3.0</b>	<b>3.5</b>	<b>3.0</b>	<b>8.1</b>

Tab. 6 Edificio laterale destro. Dati e risultati di una delle verifiche al carico limite verticale in presenza di sisma ( $c_x = 0.3$   $c_y = 1.0$ ; l'asse  $x$  coincide con la direzione delle travi principali)

Si è quindi ipotizzato che le opere di fondazione corrispondenti all'edificio laterale destro insistano esclusivamente sui terreni B. In corrispondenza dei soli carichi gravitazionali, i valori minimi dei coefficienti di sicurezza forniti dai calcoli sono 3.8, in condizioni non drenate, e 3.2, in condizioni drenate. Le verifiche in presenza di sisma, sono state effettuate in condizioni non drenate (si veda l'esempio riportato in Tab. 6). Poiché lo spessore massimo dei terreni B è inferiore alle basi delle travi principali, si è tenuto conto anche dei sottostanti terreni C. In particolare, il coefficiente di carico limite  $N_c$  è stato calcolato utilizzando il metodo proposto da Brown e Meyerhof [1969] per fondazioni nastriformi su terreni stratificati. I coefficienti di sicurezza corrispondenti alle diverse combinazioni delle componenti del sisma, sono riepilogati in Tab. 7. Si ricorda che rispetto al collasso per sprofondamento della fondazione, il D.M. dell'11/3/88 sulle opere geotecniche prescrive 3.0 come valore minimo del coefficiente di sicurezza.

combinazione del sisma		travi				
Cx	Cy	9	8	6-7	5	4
1.0	0.3	6.1	3.3	3.5	3.4	8.5
0.3	1.0	4.7	3.0	3.5	3.0	8.1
-1.0	0.3	6.6	3.7	4.0	3.7	8.3
0.3	-1.0	7.3	3.0	3.6	3.2	5.2
1.0	-0.3	7.3	3.3	3.5	3.5	7.0
-0.3	1.0	4.9	3.2	3.7	3.2	8.1
-1.0	-0.3	7.8	3.6	4.0	3.7	6.8
-0.3	-1.0	7.3	3.0	3.7	3.3	5.0
<b>minimi:</b>		<b>4.7</b>	<b>3.0</b>	<b>3.5</b>	<b>3.0</b>	<b>5.0</b>

Tab. 7 Edificio laterale destro. Coefficienti di sicurezza al carico limite verticale in presenza di sisma (l'asse x coincide con la direzione delle travi principali)

### 3.3 Verifiche al carico limite orizzontale

In presenza di azione sismica, i carichi agenti sul piano di posa hanno componenti orizzontali non nulle. Di queste azioni si è tenuto conto nel calcolo dei carichi limite verticali descritto nel precedente paragrafo. Inoltre, sono state eseguite le verifiche allo *scorrimento* al contatto fondazione-terreno. Questi calcoli sono stati svolti sia in condizioni non drenate che drenate; infatti, nonostante le azioni orizzontali siano presenti solo in caso di sisma, si è voluto considerare anche il caso drenato per tenere conto dell'eventualità che il terreno a contatto con la fondazione sia asciutto. Il carico limite  $H_{lim}$ , ossia l'azione orizzontale minima necessaria allo scivolamento, è stato calcolato assumendo l'adesione terreno-calcestruzzo pari a  $0.9c_u$  e l'angolo di attrito terreno-calcestruzzo uguale al  $\varphi'$  del terreno. Le verifiche, effettuate per le diverse combinazioni degli effetti del sisma, hanno fornito coefficienti di sicurezza  $\eta_s = H_{lim} / H$  non inferiori a 3.0. Si ricorda che per quanto riguarda la verifica allo scorrimento, la normativa italiana non contiene specifiche indicazioni per il caso generale di fondazioni dirette. Tuttavia, è consuetudine fare riferimento alle indicazioni riportate nel D.M. 11/3/88 per la verifica allo scorrimento di opere di sostegno su fondazioni dirette. In particolare, al punto D.4.2 si prescrive  $\eta_s \geq 1.3$  ( $\eta_s \geq 2.0$  nel caso si tenga conto anche del contributo alla resistenza allo scivolamento fornito dalla spinta passiva del terreno).

### 3.4 L'analisi dei cedimenti

L'eterogeneità dei terreni, la compressibilità degli strati superficiali e l'influenza esercitata dalla rigidità delle strutture di fondazione hanno complicato l'analisi degli spostamenti del piano di posa. Di conseguenza, per la valutazione dei cedimenti dovuti ai carichi gravitazionali a fine costruzione ( $w_0$ ) e a lungo termine ( $w_f$ ) si sono confrontati i risultati dei seguenti tre metodi di analisi:

1. Calcolo dei cedimenti delle travi principali nell'ipotesi che queste siano isolate e insistenti su un semispazio elastico.
2. Analisi bidimensionale agli elementi finiti di sezioni rappresentative del complesso fondazione-terreno.
3. Analisi tridimensionale agli elementi finiti dell'intero graticcio di fondazione nell'ipotesi di terreno alla Winkler. Le costanti di sottofondo sono state calcolate utilizzando l'ipotesi di trave su semispazio elastico, tenendo conto della locale successione stratigrafica.

Nel seguito si commentano i principali risultati forniti dai tre metodi di analisi. I parametri meccanici adottati per i terreni presenti in situ sono riportati in Tab. 5. I calcoli sono stati svolti nelle ipotesi di condizioni non drenate (fine costruzione) e drenate (lungo termine), utilizzando rispettivamente i parametri elastici in condizioni non drenate  $E_u$  e  $\nu_u = 0.5$  e quelli in condizioni drenate  $E'$  e  $\nu'$ . Per i materiali impiegati nelle bonifiche, si sono cautelativamente ipotizzati i parametri elastici  $E' = 60$  MPa e  $\nu' = 0.25$ . Inoltre, in considerazione della loro elevata

permeabilità, si è assunto un comportamento drenato anche a fine costruzione.

### 3.4.1 Metodo 1. Travi isolate su semispazio elastico

Si è utilizzata la nota espressione per il cedimento del centro di una trave posta sul piano limite di un semispazio elastico e con dimensioni in pianta  $B \times L$ :

$$w = 4qB' \frac{1-\nu^2}{E} I_s I_f \quad \text{con} \quad I_s = I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \quad (18)$$

dove  $q$  è la pressione sul piano di posa e  $B' = 0.5B$ . I coefficienti di influenza  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $I_f$  sono dipendenti dal rapporto  $L/B'$ , dallo spessore dello strato di terreno interessato  $H_T$ , dal coefficiente di Poisson  $\nu$  e dalla profondità del piano di posa  $h_{ij}$ . L'equazione (18) fornisce il cedimento nell'ipotesi di fondazione infinitamente flessibile. Secondo vari autori, nel caso di fondazione rigida il valore di  $w$  va ridotto di circa il 7%, ossia  $w_r = 0.93 w$ . In accordo con Bowles [1988], la profondità dello strato di terreno interessato ( $H_T$ ) è stata calcolata come il minimo fra  $5B$  e la profondità dello strato "rigido". Bowles indica come "rigido" uno strato il cui modulo di Young sia almeno dieci volte quello del terreno superficiale.

Nei casi in cui sono presenti i terreni B (o le bonifiche), il terreno "rigido" è rappresentato dai terreni C; in questo caso, quindi, si sono utilizzati i parametri elastici dei terreni B (o delle bonifiche). Dove l'intervento di bonifica non giunge fino al tetto dei terreni C, si è posto  $H_T$  uguale allo spessore del terreno B sottostante la bonifica e si sono utilizzati i parametri elastici dei terreni B. I coefficienti di influenza sono stati ottenuti da abachi e tabelle riportati da Bowles.

I calcoli sono stati svolti con riferimento a tre sezioni trasversali dell'Ospedale (Figura 8). In particolare, la Sez. B-B interessa l'edificio centrale, dove le travi poggiano direttamente sui terreni C. Nel caso dell'edificio laterale sinistro (Sez. C-C), la successione stratigrafica considerata comprende l'intervento di bonifica b1. La Sez. D-D, tracciata in corrispondenza dell'intervento di bonifica b2, è stata considerata per l'edificio laterale destro. I valori minimi e massimi dei cedimenti a fine costruzione ( $w_0$ ) e a lungo termine ( $w_f$ ) sono riportati in Tab. 8.

Sezione trasversale		min (trave)	max (trave)
B-B (edificio centrale)	$w_0$ (cm)	0.2 (9 e 4)	1.4 (6-7)
	$w_f$ (cm)	0.3 (4)	1.9 (6-7)
C-C (edif. lat. sinistro)	$w_0$ (cm)	0.1 (4)	1.0 (9)
	$w_f$ (cm)	0.2 (4)	2.7 (9)
D-D (edif. lat. destro)	$w_0$ (cm)	0.2 (4)	1.3 (9)
	$w_f$ (cm)	0.3 (4)	2.9 (9)

Tab. 8 Riepilogo dei cedimenti calcolati nell'ipotesi di travi isolate su semispazio elastico

Nonostante abbia fornito utili indicazioni, questo metodo di calcolo non permette di tenere in considerazione:

- l'influenza delle travi adiacenti sul cedimento della trave considerata;
- il collegamento fra le travi principali, realizzato dalle travi secondarie;
- l'effettiva rigidezza delle strutture di fondazione;
- l'effettiva distribuzione dei carichi (si assume una pressione uniforme  $q$ );
- la variabilità della successione stratigrafica lungo le travi principali;
- il contributo delle travi secondarie alla distribuzione del carico sul terreno.

Per tenere conto degli importanti aspetti evidenziati ai punti a-d, si è effettuata l'analisi bidimensionale agli elementi finiti di alcune sezioni rappresentative del complesso fondazione-terreno. I risultati di queste analisi sono discussi nel paragrafo successivo.

### 3.4.2 Metodo 2. Analisi FEM 2D del sistema fondazione-terreno

Le analisi, svolte nell'ipotesi di stato di deformazione piano e comportamento elastico lineare dei terreni (cfr. Tab. 5), sono relative a 4 sezioni trasversali e ad una longitudinale (Figura 8). Queste

sezioni sono state costruite sulla base dei profili geotecnici riportati in Figura 1 e del piano degli interventi di bonifica (Figura 9). Come carichi, si sono considerati il peso proprio delle strutture di fondazione e le azioni verticali trasmesse dagli isolatori per metro di trave principale (sezioni trasversali) o secondaria (sezione longitudinale). I parametri elastici  $E_{cls} = 30000 \text{ MPa}$  e  $\nu_{cls} = 0.2$  sono stati adottati per il calcestruzzo delle strutture di fondazione.

Nelle analisi delle sezioni trasversali, si è tenuto conto soltanto delle travi secondarie “alte” (0.40x3.10 m). Inoltre, al fine di non sovrastimare il loro contributo alla distribuzione del carico sul piano di posa, le travi secondarie sono state modellate come se non poggiassero sul terreno (si veda la Figura 10). Il modulo di rigidezza del calcestruzzo di queste travi è stato ridotto in ragione del rapporto tra base e interasse  $i=14.4\text{m}$ ; si è posto quindi:  $E = E_{cls} B/i$ .

Analogamente, nell’analisi della sezione longitudinale, si è posto rispettivamente per le ali e per i setti delle travi principali:  $E = E_{cls} \sum B_i/L_{sec}$  e  $E = E_{cls} 0.90n_s/L_{sec}$  dove  $B_i$  sono le larghezze delle basi,  $n_s$  è il numero totale dei setti e  $L_{sec}$  è la lunghezza totale delle travi secondarie.

Nelle analisi, svolte utilizzando elementi finiti isoparametrici quadratici (rettangolari a 9 nodi e triangolari a 6 nodi), si sono impediti gli spostamenti orizzontali e verticali rispettivamente dei lati e delle basi delle mesh. I valori estremi dei cedimenti calcolati sono riepilogati in Tab. 9.

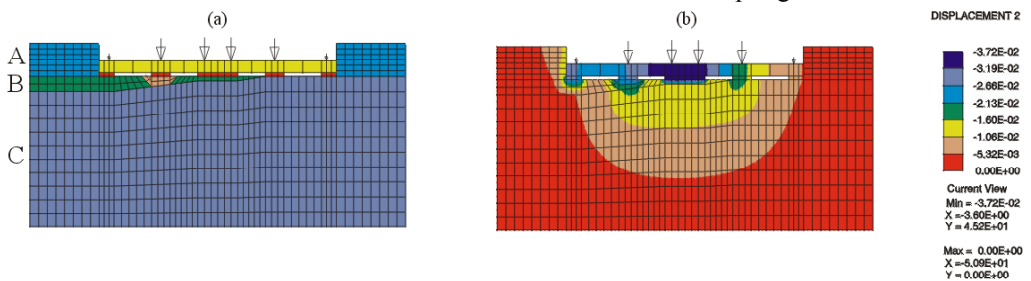


Figura 10. Analisi agli elementi finiti della Sez. C-C (edificio laterale sinistro). Mesh di elementi finiti (a) e distribuzione dei cedimenti finali (b)

In corrispondenza della Sez. A-A l’edificio laterale sinistro poggia interamente sul flysch non alterato C. Pertanto questo schema ha fornito indicazioni sui valori minimi del cedimento dell’intera fondazione. Dalla distribuzione della tensione verticale efficace  $\sigma_v'$  fornita dal calcolo drenato, si è ricavato che il massimo carico verticale unitario sul piano di posa è di circa 200 kPa e si determina in prossimità del bordo della trave centrale 6-7. Si è inoltre verificato che la massima deformazione deviatorica calcolata nei terreni C ( $\epsilon_{q,max} = 0.07\%$ ) fosse inferiore al valore ipotizzato nella fase di caratterizzazione meccanica ( $\epsilon_q = 0.17\%$ , cfr. Par. 2.2.4).

La mesh impiegata per l’analisi della Sez. C-C è mostrata in Figura 10a; si osservano i diversi terreni presenti in fondazione (C, B, bonifica b1 e riempimento laterale A). La distribuzione dei cedimenti finali è riportata in Figura 10b.

La Sez. D-D attraversa l’intervento di bonifica b2 sottostante l’edificio laterale destro. La traccia della sezione longitudinale L-L coincide con l’asse della trave 6-7.

Infine, in Figura 11, si riportano le distorsioni angolari finali ( $\Delta w_f / \Delta L$ ) calcolate lungo le travi di fondazione secondarie (sezioni B-B, C-C e D-D). Si osservano valori massimi (0.17% nella Sez. C-C) inferiori ad 1/300 (0.33%), indicato da vari autori come distorsione angolare massima ammissibile per la sovrastruttura.

Rispetto al primo metodo (travi isolate su semispazio elastico) si è osservato come l’analisi FEM, tenendo più realisticamente conto del collegamento realizzato dalle travi secondarie, fornisca una distribuzione dei cedimenti più uniforme. I valori massimi dei cedimenti calcolati con i due metodi sono sostanzialmente in buon accordo (lo scarto massimo è del 25%).

Sezione		min (trave)	max (trave)
A-A (edif. lat. sinistro)	$w_0$ (cm)		1.0 (6-7)
	$w_f$ (cm)	0.6 (9 e 4)	1.9 (6-7)
B-B (edificio centrale)	$w_0$ (cm)		1.0 (6-7)
	$w_f$ (cm)	0.8 (4 e 9)	2.6 (6-7)
C-C (edif. lat. sinistro)	$w_0$ (cm)		1.2 (6-7)
	$w_f$ (cm)	0.5 (4)	3.6 (6-7)
D-D (edif. lat. destro)	$w_0$ (cm)		2.2 (6-7)
	$w_f$ (cm)	0.8 (4)	3.0 (6-7)
L-L (sez. longitudinale)	$w_0$ (cm)		0.8
	$w_f$ (cm)	0.5	4.0

Tab. 9 Riepilogo dei cedimenti calcolati nelle analisi FEM bidimensionali

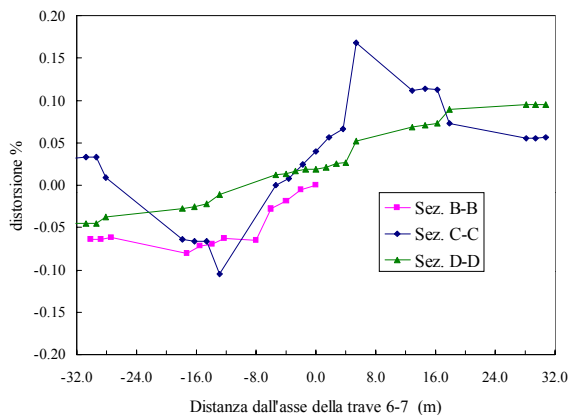


Figura 11. Distorsioni angolari finali lungo le travi secondarie

### 3.4.3 Metodo 3. Analisi FEM 3D del graticcio su terreno alla Winkler

L'analisi agli elementi finiti dell'intero graticcio di fondazione su terreno alla Winkler è stata effettuata per stimare alcuni effetti tridimensionali, come la variabilità della stratigrafia lungo le travi e il contributo delle travi secondarie alla distribuzione del carico sul piano di posa. I risultati del calcolo, inoltre, sono stati impiegati per la verifica strutturale delle fondazioni. È importante osservare che le costanti di sottofondo a breve ( $k_0$ ) e a lungo termine ( $k_f$ ) sono state calcolate utilizzando l'ipotesi di trave su semispazio elastico (cfr. Par. 3.4.1), ossia:

$$k = \frac{q}{w} = \frac{E}{4B^3(1-\nu^2)I_s I_f} \quad (19)$$

Per il calcolo di tali costanti, si sono ipotizzate lungo le travi del graticcio successioni stratigrafiche costanti a tratti, coerenti con i profili geotecnici (Figura 1) ed il piano degli interventi di bonifica (Figura 9). Si sono quindi calcolate le costanti di sottofondo nodali equivalenti da inserire nel modello agli elementi finiti del graticcio di fondazione. I cedimenti finali forniti dall'analisi raggiungono il valore massimo (3.8 cm) in corrispondenza dell'edificio laterale destro. I risultati ottenuti si sono mostrati in buon accordo con le distribuzioni dei cedimenti fornite dalle analisi FEM bidimensionali discusse nel precedente paragrafo.

## 4. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Bowles J.E., *Fondazioni, Progetto e Analisi*, Mc Graw Hill, 1988

Brown, J.D. e Meyerhof, G.G., Experimental study of bearing capacity in layered clays, *7<sup>th</sup> ICSMFE*, vol. 2, pp. 45-51, 1969.

Fang, H.Y. (1990) *Foundation Engineering Handbook - 2<sup>nd</sup> edition*, Van Nostrand Reinholds

- Hardin, B.O. e Drnevich, V.P. (1972) Shear modulus and damping in soils, design equations and curves, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 98 (SM7).
- Kondner, R.L. (1963) Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 89 (SM1), 115-143.
- Lupoi, G., Lupoi, A., Callari, C. (2001), Structural design for the new seismic isolated hospital of Frosinone, *Workshop on Seismic Design and Retrofitting of Hospitals in Seismic Areas*, Florence.
- Mancuso, C. (1996) *Misure dinamiche in sito - Applicazioni geotecniche*, Hevelius Edizioni, Benevento.
- Seed, H.B. e Idriss, I.M. (1970) Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis, University of California, Berkeley: Earthquake Engineering Research Centre, Report no. EERC 70-10.