

CITY LIFE

Quartiere Storico Fiera di Milano

Progetto di riqualificazione urbana

Relazione finale di caratterizzazione geotecnica dell'area

INDICE

1.	INTRODUZIONE	1
2.	Dati SALIENTI DEL PROGETTO	2
3.	INDAGINI GEOTECNICHE	7
3.1	Campagna di indagine 2007	7
3.2	Campagna di indagine 2008	8
4.	PROFILI STRATIGRAFICI DI RIFERIMENTO	10
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	18
5.1	Premessa	18
5.2	Strati a grana grossa	19
5.2.1	Caratteristiche di resistenza	19
5.2.2	Modulo di Young e rapporto di Poisson a piccole deformazioni	20
5.2.3	Moduli "operativi" per la valutazione dei cedimenti immediati	22
5.2.4	Moduli "operativi" per la valutazione dei cedimenti a lungo termine	24
5.3	Strati a grana fine	25
5.3.1	Premessa	25
5.3.2	Caratteristiche fisiche	25
5.3.3	Stati iniziali e pressioni di preconsolidazione	26
5.3.4	Caratteristiche di deformabilità	30
5.3.5	Coefficienti di permeabilità	34
5.3.6	Parametri di resistenza al taglio	35
6.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	36

FIGURE:

1.1, 1.2

2.1, 2.2

4.1→4.10, 4.11a, 4.11b, 4.12→4.14

Fig.5.1→5.11, 5.12a,b→5.22a,b, 5.23, 5.24a,b, 5.25a,b,c,d, 5.26, 5.27a,b,c,d, 5.28, 5.29a,b→5.30a,b, 5.31, 5.32a,b

1. **INTRODUZIONE**

Nel presente documento vengono riportati i risultati degli studi effettuati per la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni di quella parte del Quartiere Storico della Fiera di Milano interessata dal progetto di riqualifica urbana (**fig.1.1**).

Tali studi sono indirizzati a inquadrare le problematiche di carattere geotecnico connesse con il dimensionamento e verifica delle fondazioni e delle opere di sostegno previste per le seguenti strutture principali (**fig.1.2**):

- Torre A o Tca, progettata dall'architetto Arata Isozaki di altezza circa 210 m;
- Torre B o Tcb, progettata dall'architetto Zaha Hadid di altezza circa 170 m;
- Torre C o Tcc, progettata dall'architetto Daniel Libeskind di altezza circa 150 m;
- Inserimento della metropolitana milanese con stazione "Tre Torri";
- Complessi di edifici residenziali, lungo il perimetro dell'area, raggruppati in differenti unità caratterizzate da tipologie differenziate (Ra, Rb, Rc, Rd, Re);
- Edifici di servizi vari, che si affacciano sulle tre piazze principali.

Gli studi sono basati sull'esame:

- Della documentazione di indagine geotecnica in sito e di laboratorio programmata da Golder Associates s.r.l., eseguita nella primavera del 2007, nonché della Relazione Geotecnica Generale redatta sempre da Golder Associates s.r.l. nel Novembre 2007.
- Della documentazione di indagine geotecnica in sito e di laboratorio programmata dagli scriventi, eseguita nella primavera del 2008.
- Della documentazione di progetto preliminare inerente planimetrie e sezioni delle opere.

Sia i documenti relativi alle indagini, sia i documenti di progetto relativi alle planimetrie e sezioni delle opere sono reperibili sul sito <http://62.127.247.1/fieramilano/modules/frontEnd/login.php>.

2. DATI SALIENTI DEL PROGETTO

- 1) L'area di futura edificazione non presenta anomalie altimetriche significative, collocandosi il p.c. attuale a quote variabili tra +123 m slm e +125 m slm (mediamente +124 m slm).
- 2) Al termine della costruzione delle opere il p.c. si collocherà a +126 m slm o a +129 m slm.
- 3) In gran parte dell'area interessata dalla costruzione delle principali opere è previsto uno sbancamento generalizzato di altezza pari a circa 14 m, fino a raggiungere la quota +110 m slm di intradosso delle fondazioni dei complessi edilizi secondari.

In corrispondenza delle torri, in relazione alla necessità di aumentare lo spessore della platea di fondazione, gli scavi saranno localmente approfonditi di circa 3 m, fino alla quota di circa +107 m slm.

Per l'alloggiamento della futura linea metropolitana, gli scavi, per una striscia di larghezza circa 25 m, verranno localmente approfonditi fino a quota +104 m slm.

- 4) La soggiacenza della falda rilevata in corrispondenza del pozzo Gattamelata posto a 500 m di distanza dall'area oggetto di studio, rilevato negli ultimi 3 anni (dall'Agosto 2003 al Dicembre 2006), riportato nella Relazione Geotecnica Generale di Golder Associates s.r.l, ha una leggera tendenza ad aumentare, posizionandosi nel Dicembre 2006 a circa 18.25 m dal p.c. attuale; ciò corrisponde ad un livello pari a circa +105.75 m slm. Soggiacenze leggermente maggiori sono state riscontrate nel corso delle indagini geotecniche della primavera 2007; nel disegno "Inserimento Metropolitana Milanese, stazione Tre Torri in ambito City Life" è indicato un livello di falda a +104.84 m slm (Febbraio 2007), che corrisponde ad una soggiacenza di 19.16 m.

Tenuto conto di oscillazioni stagionali del livello di falda dell'ordine di 0.5 m, nell'ipotesi che le variazioni annuali dovute a dismissione di prelievo idrico nei pozzi siano trascurabili, i livelli di falda massimi in fase di costruzione delle opere potranno risultare variabili tra **+ 105 m slm** e **+ 106 m slm** (soggiacenza rispetto al p.c. attuale pari a 18÷19 m). In relazione a quanto sopra, gli scavi saranno effettuati a quote superiori a quelle della falda, fatta eccezione per quello lungo

localizzato di larghezza circa 25 m in corrispondenza dell'allineamento della futura linea metropolitana.

Le soggiacenze della falda a lungo termine sono da prevedere decisamente inferiori a quelle in fase di costruzione. Sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica Generale di Golder Associates s.r.l., il livello della falda a lungo termine si collocherà tra **+ 115 m slm** e **+120 m slm** (soggiacenza tra 9 m e 4 m dal p.c. attuale).

In prima approssimazione, nell'area della Fiera, può essere ricostruita la seguente storia dei livelli di falda. La quota +120 m slm corrisponde a quella che si aveva in condizioni "indisturbate" a fine '800; la quota + 115 m slm è quella che veniva registrata nel 1950÷1960, a seguito di prelievi idrici relativamente contenuti. Un significativo incremento dei prelievi idrici si è avuto dopo il 1960; in una decina di anni i livelli di falda si sono portati dalla quota +115 m slm alla quota +96 m slm, mantenendosi pressochè costanti fino al 1975; dal 1975 al 1980 il livello della falda è risalito a quota + 104÷105 m slm per poi rimanere pressochè invariato fino ad oggi (vedi quanto desumibile da Solaini et al., 1973; Beretta et al., 1991; Alberti & Francani, 2001).

- 5) Le fondazioni delle torri, costituite da platee di spessore variabile tra 3 e 4 m, poggeranno alla quota circa +107 m slm; sulla base delle informazioni attualmente disponibili, ai fini delle valutazioni preliminari sulla risposta delle fondazioni delle torri, esse hanno orientativamente le seguenti forme e dimensioni:

- Torre Hadid: circolare di diametro 50 m;
- Torre Isozaki e torre Libeskind: rettangolare di lati 30 m x 70 m.

Il carico verticale (N) trasmesso dalla torre Hadid alla quota estradosso fondazione è circa 1.180.000 kN, di cui 1.000.000 kN (85% del totale) è costituito dal peso proprio, 65.000 kN (5.5% del totale) è costituito dai carichi permanenti e 115.000 kN (10% del totale) è costituito dai carichi accidentali. La pressione media esercitata sul terreno dalla fondazione è pertanto pari a $1.180.000/1.962,5=600$ kPa, più quella dovuta al peso della fondazione pari a $4 \times 25 = 100$ kPa, per un totale di 700 kPa.

La risultante dei carichi dovuti al vento alla quota estradosso fondazione è modesta, ovvero pari a:

- $T = \text{taglio} = 15.000 \text{ kN}$; $T/N = 0.0125$;
- $M = \text{momento} = 1.180.000 \text{ kNm}$; $M/N = 1 \text{ m}$.

Ai fini delle valutazioni preliminari sulla risposta delle fondazioni i carichi dovuti al vento possono essere in prima approssimazione trascurati.

In questa sede, per analogia con la torre Hadid, si ipotizza che la fondazione delle torre Isozaki eserciti sul terreno una pressione media pari a $(210/170) \times 1.180.000 / (30 \times 70) = 700 \text{ kPa}$, più quella dovuta al peso della fondazione pari a $4 \times 25 = 100 \text{ kPa}$, per un totale di 800 kPa .

- 6) Le fondazioni dei complessi edilizi circostanti le torri, costituite da platee di spessore dell'ordine di $1 \div 1.5 \text{ m}$, poggeranno alla quota circa $+110 \text{ m slm}$; sulla base delle informazioni attualmente disponibili, ai fini delle valutazioni preliminari sulla risposta delle fondazioni delle torri, si ipotizza che esse abbiano estensione infinita ed esercitino sul terreno una pressione media pari a 70 kPa .
- 7) Sulla base di quanto indicato ai punti 4, 5 e 6 nelle **figg.2.1** e **2.2** viene riportato quanto segue:
 - Andamento con la profondità della tensione verticale efficace geostatica nella condizione "indisturbata" della falda di fine '800 (σ_{v01}') (quota piano campagna $+124 \text{ m slm}$; quota falda $+120 \text{ m slm}$);
 - Andamento con la profondità della tensione verticale efficace geostatica attuale (σ_{v02}') (quota piano campagna $+124 \text{ m slm}$; quota falda $+105 \text{ m slm}$);
 - Andamento con la profondità della tensione verticale efficace dopo l'esecuzione dello scavo generalizzato da quota $+124 \text{ m slm}$ a quota $+110 \text{ m slm}$, con falda a $+105 \text{ m slm}$ ($\sigma_{v, \text{fine scavo}}'$);
 - Andamento con la profondità della pressione verticale efficace dopo applicazione alla quota $+110 \text{ m slm}$, su un'area infinitamente estesa, di una pressione media pari a 70 kPa ($\sigma_{vf, \text{esterno torri}}'$);
 - Andamento con la profondità, in corrispondenza di ciascuna torre, della pressione verticale efficace dopo applicazione del carico di ciascuna torre nell'ipotesi di ricorso a platee direttamente poggianti sul terreno; tale pressione è stata valutata ricorrendo alla teoria di Boussinesq per aree di carico flessibili, schematizzando il terreno come un mezzo elastico, omogeneo ed isotropo, tenendo conto di pressioni medie esercitate sull'area di impronta delle fondazione pari a $(q_{\text{torre}} - 70 \text{ kPa}) + (q_{\text{fondazione}} - q_{\text{terreno}})$, essendo q_{torre} pari a

600 kPa e a 700 kPa rispettivamente per la torre Hadid e la torre Isozaki,
 $q_{\text{fondazione}} = 4 \times 25 = 100 \text{ kPa}$ e $q_{\text{terreno}} = 3 \times 19 = 57 \text{ kPa}$.

Nelle **figg.2.1** e **2.2** sono indicati anche i livelli limoso-argillosi D, F e H più compressibili, rinvenuti nei sondaggi effettuati nelle aree più prossime a quelle di futura costruzione delle torri (per il dettaglio si rimanda a quanto descritto nei capitoli 4 e 5).

Dalle figure suddette possono essere fatte le seguenti considerazioni:

- Le tensioni verticali geostatiche attuali (σ_{v02}') nei livelli limoso argillosi D, F e H, rapportate a quelle caratteristiche della condizione di falda "indisturbata" di fine '800 (σ_{v01}'), risultano pari a quelle indicate nella **tab.2.1**. Nel periodo compreso tra il 1965 ed il 1975 le tensioni verticali efficaci hanno raggiunto valori superiori a quelli attuali. Assumendo, come discusso nel paragrafo 5.3.3, una pressione di peconsolidazione (σ_{vp}') del terreno "indisturbato" di fine '800 (dovuta a fenomeni di ageing e/o a "bonding" tra le particelle) pari a $(1.8 \div 2.2) \cdot \sigma_{v01}'$, lo stato tensionale attuale nei livelli limoso argillosi D, F e H può essere considerato prossimo alla pressione di soglia che delimita il campo a comportamento prevalentemente elastico (deformazioni piccole, reversibili) da quello a comportamento elasto-visco-plastico (deformazioni non più piccole, irreversibili).

Tabella 2.1: Rapporto $\sigma_{v02}'/\sigma_{v01}'$

Livello limoso argilloso	$\sigma_{v02}'/\sigma_{v01}'$ (-)
D	$\cong 1.35$
F	$\cong 1.25$
H	$\cong 1.20$
σ_{v01}' = tensioni verticali efficaci geostatiche a fine '800	
σ_{v02}' = tensioni verticali efficaci geostatiche attuali	

- Le tensioni efficaci finali al di sotto delle torri ($\sigma_{vf, \text{ area torri}}'$) nei livelli limoso argillosi D, F e H, rapportate alle tensioni geostatiche caratteristiche della condizione di falda "indisturbata" di fine '800 (σ_{v01}'), risultano pari a quelle indicate nella **tab.2.2**.

Tabella 2.2: Rapporto $\sigma_{vf, \text{ area torri}}/\sigma_{vo1}'$

Livello limoso argilloso	$\sigma_{vf, \text{ area torri}}'/\sigma_{vo1}' (-)$
D	$\cong 1.6$
F	$\cong 1.1 \div 1.2$
H	$\cong 1.05 \div 1.1$
σ_{vo1}' = tensioni verticali efficaci geostatiche a fine '800	
$\sigma_{vf, \text{ area torri}}'$ = tensioni verticali efficaci a fine costruzione delle torri	

- Le tensioni efficaci finali al di sotto delle torri ($\sigma_{vf, \text{ area torri}}'$) nei livelli limoso argillosi F e H risultano inferiori a quelle geostatiche attuali (σ_{vo2}').
- Al di sotto delle torri, a profondità maggiori di 80÷85 m dal p.c. originario, gli incrementi di tensione indotti dalla costruzione delle torri stesse risultano inferiori al 25% delle pressioni verticali efficaci presenti nel terreno al termine dello scavo generalizzato.

Ne consegue che il maggior contributo al cedimento delle torri sarà dato dai terreni compresi tra le profondità di 17 m e 80÷85 m dal p.c. originario.

Sotto tali presupposti le campagne di indagine effettuate, con particolare riferimento a quella integrativa, descritta nel paragrafo 3.2, possono essere ritenute adeguate; esse hanno infatti interessato spessori di terreno fino a 100 m dal p.c. originario (+124 m slm).

3. INDAGINI GEOTECNICHE

3.1 Campagna di indagine 2007

Nell'area interessata dalla riqualifica urbana in oggetto è stata programmata da Golder Associates s.r.l. ed eseguita nella primavera 2007 una campagna di indagine geotecnica consistente in:

- 35 sondaggi a carotaggio continuo, di lunghezza variabile da 20 m a 100 m, con:
 - prelievo di campioni rimaneggiati e indisturbati;
 - prove SPT ogni 1.5 m fino a 21 m da p.c. e ogni 3 m a profondità maggiori (fino a 60 m da p.c.);
 - prove di permeabilità Lefranc, in 9 sondaggi (circa 10 per sondaggio);
 - prove pressiometriche tipo Menard, in 4 sondaggi (circa 7 per sondaggio);
 - prove Down hole, in 4 sondaggi, fino a 50 m dal p.c.;
 - Dac Test, in 5 sondaggi.
- 20 prove penetrometriche dinamiche continue fino a 15 m dal p.c..

Alcuni sondaggi sono stati attrezzati con piezometri per il monitoraggio nel tempo dei livelli di falda.

Sui campioni prelevati nei sondaggi sono state effettuate le seguenti prove di laboratorio:

- Prove di classificazione per la determinazione della composizione granulometrica, delle caratteristiche di plasticità (limite liquido, LL, limite plastico, LP, indice di plasticità, IP), dei pesi di volume naturale (γ_t), del contenuto d'acqua naturale (w_n), del peso specifico delle particelle (G_s).
- Prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
- Prove triassiali consolidate isotropicamente, drenate e non drenate (TX-CID e TX-CIU);
- Prove di taglio diretto (TD);
- Prove edometriche ad incrementi di carico su provini indisturbati (ED-IL-ind);
- Prove edometriche ad incrementi di carico su provini ricostituiti (ED-IL-ric).

L'ubicazione delle verticali di indagine, le stratigrafie dei sondaggi, i risultati delle prove in sito e di laboratorio, nonché i profili stratigrafici interpretati da

Golder Associates s.r.l., lungo diversi allineamenti, sono reperibili sul sito <http://62.127.247.1/fieramilano/modules/frontEnd/login.php>.

Si rileva che la maggior parte dei sondaggi effettuati a profondità di 100 m ricadono in aree sterne a quelle interessate dalla costruzione delle torri.

3.2 Campagna di indagine 2008

La campagna di indagine integrativa programmata dagli scriventi ed eseguita nella primavera 2008 è stata finalizzata ad:

- acquisire maggiori informazioni stratigrafiche fino a 100 m di profondità dal p.c. attuale in corrispondenza delle torri;
- acquisire maggiori informazioni sul profilo di deformabilità a piccole deformazioni anche a profondità superiori a 50 m (fino a 80÷100 m dal p.c. attuale).
- approfondire la conoscenza sulle caratteristiche di deformabilità dei livelli limoso-argillosi presenti a profondità maggiori di 40 m dal p.c. attuale, cercando di recuperare campioni indisturbati caratterizzati da un grado di disturbo inferiore rispetto a quello riscontrato sui campioni dell'indagine 2007.

La campagna di indagine 2007 è pertanto consistita in:

- 2 sondaggi a carotaggio continuo, di lunghezza 100 m, con prelievo di campioni rimaneggiati e indisturbati (S1-2008 e S4-2008). Il sondaggio S1-2008 è stato attrezzato con tubazione per prova Cross Hole.
- 2 sondaggi a distruzione di nucleo (S2-2008 e S3-2008), eseguiti in vicinanza del sondaggio S1-2008, di lunghezza 100 m, attrezzati con tubazione per prova Cross Hole. Nel sondaggio S2-2008 sono stati prelevati ulteriori campioni indisturbati nei livelli limoso-argillosi D e F.
- Una prova Cross Hole per la misura delle velocità delle onde di taglio V_s e delle onde di compressione V_p , da 0 a 100 m di profondità.
- 14 stendimenti SASW per la misura della velocità delle onde di taglio V_s .

Sui campioni prelevati nei sondaggi S1-2008 e S2-2008 sono state effettuate le seguenti prove di laboratorio:

- Prove di classificazione per la determinazione della composizione granulometrica, delle caratteristiche di plasticità (limite liquido, LL, limite plastico,

LP, indice di plasticità, IP), dei pesi di volume naturale (γ_t), del contenuto d'acqua naturale (w_n), del peso specifico delle particelle (Gs);

- Prove edometriche ad incrementi di carico su provini indisturbati (ED-IL-ind);
- Prove edometriche di creep su provini indisturbati (ED-IL-ind); in corrispondenza della pressione verticale efficace finale attesa al di sotto delle torri ($\sigma_{vf, \text{ area torri'}}$) o leggermente superiore sono stati misurati i cedimenti a carico costante per un periodo di tempo dell'ordine di 6 giorni.
- Prove triassiali consolidate anisotropicamente allo stato tensionale geostatico drenate (TX-CKoD) con percorsi di sollecitazione in carico lungo la linea K_o , in scarico lungo la linea K_o e a p' costante con variazione di q (tratto in compressione e tratto in estensione). Nel corso delle prove sono state misurate le velocità di propagazione delle onde di taglio V_s mediante "bender elements".

L'ubicazione delle verticali e degli stendimenti di indagine, le stratigrafie dei sondaggi, i risultati delle prove in sito (Cross Hole e SASW) e di laboratorio sono riportati nei seguenti documenti:

- SO.GE.TEC. "Indagini Geognostiche, Sondaggio geognostico e fori a distruzione per misure cross-hole in Viale del Lavoro, Fiera di Milano" Rapporto di Cantiere del 21-05-2008 (sondaggi S1-2008, S2-2008 e S3-2008).
- SO.GE.TEC. "Indagini Geognostiche, Sondaggio geognostico, Fiera di Milano" Rapporto di Cantiere dell'1-10-2008 (sondaggio S4-2008).
- SolGeo "Milano - Riqualificazione Quartiere Storico Fiera - Indagini Geofisiche: Misure Cross Hole" REL-G=386_08, Rev.00 del Luglio 2008.
- Stokoe K.H., Lin Y.C., Cox B., Yuan J. "Shear wave velocity profiles from SASW testing at the City Life site in Milan, Italy" September 12, 2008.
- ISMGEO "Quartiere Storico Fiera Milano – Prove geotecniche di laboratorio" Prog. L001, Doc. RAT 215/2008, 10 Luglio 2008.

4. PROFILI STRATIGRAFICI DI RIFERIMENTO

Le indagini effettuate hanno messo in evidenza che, nell'ambito delle profondità di interesse progettuale, l'area interessata dalla riqualifica urbana è caratterizzata, procedendo dal basso verso l'alto, da:

- depositi fluvio-glaciali, costituiti prevalentemente da ghiaie sabbiose e sabbie in matrice limosa, con locali lenti di limo argilloso e/o di argilla limosa a profondità generalmente superiori a 40 m dal p.c. originario (+124 m slm);
- depositi alluvionali, costituiti da ghiaie e ghiaie sabbiose, intercalate da sabbie più o meno limose;
- terreno di riporto, costituito da sabbia più o meno limosa con ghiaia e resti lateritici.

Sulla base degli studi geologici reperibili dalla letteratura geologico-tecnica tali depositi non sono mai stati precaricati meccanicamente, né dal carico dei ghiacciai, né da fenomeni di erosione.

In conseguenza dei prelievi idrici, si sono avuti in passato abbassamenti massimi della falda dell'ordine 28 m (da quota +120 m slm a quota +96 m slm), con conseguente aumento significativo della pressione efficace (vedi quanto discusso nel capitolo 2). Come già anticipato nel capitolo 2, è importante rilevare che in corrispondenza dei livelli limoso argillosi più significativi D, F e H, rinvenuti a profondità superiori a 40 m dal p.c. originario (+124 m slm), il rapporto tra la pressione verticale efficace attuale e quella caratteristica della situazione "indisturbata" antecedente i prelievi idrici assume valori pari a quelli riportati nella **tab.2.1**; assumendo, come discusso nel paragrafo 5.3.3, una pressione di peconsolidazione (σ_{vp}') del terreno "indisturbato" di fine '800 (dovuta a fenomeni di ageing e/o a "bonding" tra le particelle) pari a $(1.8 \div 2.2) \cdot \sigma_{v01}'$, lo stato tensionale attuale in tali livelli può essere considerato molto prossimo alla pressione di soglia che delimita il campo a comportamento prevalentemente elastico (deformazioni piccole, reversibili) da quello a comportamento elasto-visco-plastico (deformazioni non più piccole, irreversibili).

Numerose sezioni interpretative delle indagini, redatte da Golder Associates s.r.l., sono reperibili sul sito <http://62.127.247.1/fieramilano/modules/frontEnd/login.php>.

In questa sede viene riportato in dettaglio i risultati desumibili dai sondaggi profondi effettuati più in prossimità delle torri Hadid, Libeskind e Isozaki (S18, S19 per la torre Isozaki, S30, S31 per la torre Libeskind e S32, S33 e S34 per la torre Hadid), peraltro confermati dai sondaggi della campagna di indagine 2008.

In particolare nelle **figg.4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7**, per ciascun sondaggio, sono rappresentati:

- La stratigrafia rilevata dai documenti di indagine; ad ogni strato è associato un colore, cui corrisponde una composizione granulometrica rilevata dalle prove di laboratorio; semplificando sono state riconosciute quattro composizioni granulometriche, denominate come segue (vedi le **figg.4.8, 4.9, 4.10 e 4.11a-4.11b**):
 - a – ghiaie sabbiose; la percentuale di ghiaia è superiore al 50%; la frazione fine (limi e argille) è inferiore al 10%;
 - a/b – ghiaie e sabbie; la percentuale di ghiaia è variabile tra 25 e 50%; la frazione fine è compresa tra il 10 e il 20%;
 - b – sabbie più o meno limose; la percentuale di ghiaia è inferiore al 10%; la frazione di fine è compresa tra il 10 e il 20%;
 - c – limi argillosi (in prevalenza) e argille limose; la percentuale di sabbia è inferiore al 15%; il contenuto di argilla è pari al 20% (limi argillosi) al 50% (argille limose).
- Le quote e il tipo di campione prelevato nei sondaggi.
- La composizione granulometrica del campione prelevato (ove disponibile).
- Il coefficiente di permeabilità determinato con le prove Lefranc in foro di sondaggio (ove disponibile).
- La denominazione in livelli riportata nella Relazione Geotecnica Generale di Golder Associates s.r.l..

A commento delle **figg.4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7** possono essere fatte le seguenti considerazioni:

- A grande scala il profilo stratigrafico risulta abbastanza omogeneo e costituito in prevalenza da materiali a grana grossa (ghiaie e sabbie). Fino a 30÷35 m di profondità dal p.c. prevalgono i materiali tipo a e a/b; a profondità maggiori prevalgono i materiali tipo a/b e b.

L'uniformità stratigrafica dell'area di interesse è stata confermata dai risultati delle prove SASW che hanno portato a profili di velocità delle onde di taglio V_s molto simili tra loro.

- Nell'ambito dei depositi a grana grossa possono essere rinvenuti strati di spessore metrico, costituiti da materiali a grana fine; di particolare rilevanza ai fini progettuali sono i livelli incontrati con una certa continuità nell'area, a profondità comprese tra 40 e 50 m dal p.c. (livello D), 60 e 70 m dal p.c. (livello F), e a 75 e 80 m dal p.c. (livello H) (vedi la **tab.4.1**, ove sono stati inseriti anche i dati ottenuti dai sondaggi della campagna di indagine 2008).

Gli spessori del livello D sono variabili tra 1 m e 3.3 m, con un valore medio pari a circa 2 m.

Gli spessori del livello F sono variabili tra 3.8 m e 4.7 m, con un valore medio pari a circa 4 m.

Gli spessori del livello H sono dell'ordine di 1.5÷1.6 m.

Analoghe considerazioni possono essere tratte analizzando ulteriori tre sondaggi (S4, S5 e S21), eseguiti a distanze maggiori rispetto alle torri (vedi le **figg.4.12, 4.13 e 4.14** e la **tab.4.2**).

**Tabella 4.1: Lenti di materiale a grana fine rilevate nei sondaggi effettuati in
prossimità delle torri Libeskind, Hadid e Isozaki**

Sondaggio	Profondità sondaggio	Opera	Profondità delle lenti di materiale a grana fine (m da p.c.)
S30	50 m	Torre Libeskind	45.8÷48.7 (livello D)
S31	100 m	Torre Libeskind	46.5÷48 (livello D)
			64.5÷68.6 (livello F)
			78.5÷80 (livello H)
S4-2008	100 m	Torre Libeskind	44.0÷50.2: alternanze di sabbia, sabbia fine limosa con livelli argillosi (livello D)
			67.1÷71.0 (livello F)
S1-2008	100 m	Torre Hadid	44.0÷46.6 e 47.5÷48.2 (livello D)
			64.4÷69.1 (livello F)
			74.5÷75 (livello H)
			84.5÷85.5 e 94.4÷95.2: livelletti di limi argillosi
S32	100 m	Torre Hadid	40.5÷41.5 (livello D)
			65.8÷69.6 (livello F)
S33	50 m	Torre Hadid	45.1÷48 (livello D)
S35	100 m	Torre Hadid	28.5÷29.6
			40.2÷42 43.5÷44 (livello D)
			60.8÷64.7 (livello F)
			72→84 m: presenza di livelletti di argilla
S18	100 m	Torre Isozaki	46.3÷47.6 (livello D)
			64.6÷69 (livello F)
			78.4÷80 m (livello H)
			88.2÷89.3
S19	55 m	Torre Isozaki	44.9÷46.4 (livello D)

Tabella 4.2: Lenti di materiale a grana fine rilevate in ulteriori tre sondaggi a distanza dalle torri

Sondaggio	Profondità sondaggio	Profondità delle lenti di materiale a grana fine (m da p.c.)
S4	100 m	43÷45.1 (livello D)
		58.1÷59.5 (livello F)
		78.4÷83.4 (livello H)
S5	100 m	43÷46.5 (livello D)
		60.2÷67.5 (livello F)
		77.6÷82.4 (livello H)
S21	100 m	46÷49 (livello D)
		62.8÷68.8 (livello F)
		76.5÷81.3 (livello H)

Ai fini di una valutazione del comportamento delle fondazioni delle torri possono essere individuati due profili stratigrafici rappresentativi delle condizioni più favorevoli e meno favorevoli, denominati nel seguito profilo stratigrafico A (vedi la **tab.4.3**) e profilo stratigrafico B (vedi la **tab.4.4**).

Tabella 4.3: Profilo stratigrafico A (più favorevole)

Livelli	Descrizione	Quote (m slm)	Spessore (m)
B, C	Prevalenza di materiali a grana grossa tipo a, a/b e b	Da +110 a +79	31
D	Materiali a grana fine tipo c	Da +79 a +78	1
E, E'	Prevalenza di materiali a grana grossa tipo a/b e b	Da +78 a +59	19
F	Materiali a grana fine tipo c	Da +59 a +55.5	3.5
G	Prevalenza di materiali a grana grossa tipo a/b e b	Da +55.5 a +45.5	10
H	Materiali a grana fine tipo c	Da +45.5 a +45	0.5
I	Prevalenza di materiali a grana grossa quote tipo a/b e b	Da +45 a +24	21

Tabella 4.4: Profilo stratigrafico B (meno favorevole)

Livelli	Descrizione	Quote (m slm)	Spessore (m)
B, C	Prevalenza di materiali a grana grossa tipo a, a/b e b	Da +110 a +79	31
D	Materiali a grana fine tipo c	Da +79 a +76	3
E, E'	Prevalenza di materiali a grana grossa tipo a/b e b	Da +76 a +59	17
F	Materiali a grana fine tipo c	Da +59 a +55	4
G	Prevalenza di materiali a grana grossa tipo a/b e b	Da +55 a +45.5	9.5
H	Materiali a grana fine tipo c	Da +45.5 a +43.5	2
I	Prevalenza di materiali a grana grossa quote tipo a/b e b	Da +43.5 a +24	19.5

Livelli limoso argillosi di spessore limitato e non continui possono essere localmente rinvenuti a profondità inferiori a 40 m dal p.c. attuale (vedi ad esempio quanto indicato nella **tab.4.5**).

Tabella 4.5: Lenti di materiale a grana fine rilevate in alcuni sondaggi a profondità inferiori a 40 m dal p.c. attuale

Sondaggio	Profondità sondaggio	Profondità delle lenti di materiale a grana fine (m da p.c.)
S1	100 m	35.5÷36
S2	100 m	38÷38.4
S3	45 m	34÷34.3
S8	100 m	29÷30
S9	100 m	34.6÷35.1
S12	100 m	35÷35.8
S16	45 m	36÷36.3
S35	100 m	28.5÷29.6
EXT1	100 m	33.4÷33.5 34÷36 39÷40

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Premessa

La caratterizzazione geotecnica presentata nei paragrafi seguenti è principalmente indirizzata alla determinazione delle caratteristiche di deformabilità dei vari strati di terreno da utilizzare nelle analisi per la determinazione degli spostamenti indotti dalla costruzione delle opere, con particolare riferimento alle torri.

Infatti, considerate le dimensioni delle fondazioni delle torri, la natura e caratteristiche dei terreni di fondazione, nonché l'entità dei carichi applicati al terreno, non sussistono problemi di capacità portante. A titolo di esempio nella **tab.5.1** sono riportati i valori delle pressioni limite e i coefficienti di sicurezza valutati con la teoria di Brinch Hansen (1971), adottando il seguente modello geotecnico:

- Superficie del terreno a quota +110 m slm;
- Fondazione superficiale poggiante alla quota +107 m slm;
- Terreno costituito da sabbie e ghiaie con angoli di resistenza al taglio cautelativamente pari a 35° e pesi di volume naturale $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$;
- Falda a quota +107 m slm.

Tabella 5.1: Capacità portante limite delle platee di fondazione

Torre	Forma	Dimensioni	Pressione di esercizio q	Pressione limite q_{lim}	FS = q_{lim}/q
Hadid	Circolare	D= 50 m	700 kPa	$\cong 7500$	> 10
Isozaki	rettangolare	B = 30 m L = 70 m	800 kPa	$\cong 6000$	> 7.5

Tuttavia, per semplicità di consultazione, sia per gli strati a grana grossa (sabbie e ghiaie), sia per i livelli limoso-argillosi verranno forniti anche i parametri di resistenza, dedotti essenzialmente dalla Relazione Geotecnica Generale di Golder Associates s.r.l..

Le caratteristiche di deformabilità degli strati a grana grossa (sabbie e ghiaie) sono desunte principalmente sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove geofisiche in foro (Down Hole e Cross Hole) e di superficie (SASW); quelle degli strati a grana fine (limi e argille) sono ricavate sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove di laboratorio.

5.2 Strati a grana grossa

5.2.1 Caratteristiche di resistenza

Sulla base dei risultati delle prove SPT effettuate nei sondaggi della campagna di indagine 2007 (vedi la fig.4.1 della Relazione Geotecnica Generale di Golder Associates s.r.l.) ai terreni sabbioso-ghiaiosi possono essere assegnati gli inviluppi minimi e massimi dei valori N_{SPT} indicati nella **tab.5.2**.

Tabella 5.2: Inviluppi minimi e massimi dei valori N_{SPT}

Profondità dal p.c. originario (+124 m slm)	N_{SPT} minimi (colpi/30 cm)	N_{SPT} massimi (colpi/30 cm)
5 m – 15 m	Linearmente crescenti da 20 a 45	Linearmente crescenti da 35 a 65
15 m – 45 m	45	65

In considerazione del fatto che i valori di N_{SPT} più elevati possono essere influenzati dalla presenza della ghiaia, piuttosto che dal grado di addensamento, si ritiene che fra i valori di densità relativa D_r riportati nella fig.4.5 della Relazione Geotecnica Generale di Golder Associates s.r.l. siano rappresentativi quelli compresi tra il 50 e il 60%; in altre parole i terreni in esame sono classificabili come mediamente addensati.

A tali valori di densità relativa possono essere assegnati dal lato della sicurezza i valori dell'angolo di attrito ϕ' Indicati nella **tab.5.3**.

Tabella 5.3: Valori caratteristici dell'angolo di attrito

Profondità dal p.c. originario (+124 m slm)	Tipo di materiale	φ' (°)
5 m – 15 m	Ghiaie e sabbie	35 - 38
15 m – 30 m	Ghiaie e sabbie	35 - 38
30 m – 45 m	Sabbie e ghiaie	34-36 ⁽¹⁾
⁽¹⁾ Analoghi valori possono essere considerati per gli strati sabbioso-ghiaiosi a profondità maggiori di 45 m		

5.2.2 Modulo di Young e rapporto di Poisson a piccole deformazioni

Il modulo di Young a piccole deformazioni (E_o) è valutabile, alle varie profondità di interesse, sulla base della seguente espressione:

$$E_o = E_{o,rif} \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right)^m \quad (1)$$

essendo:

$E_{o,rif}$ = numero del modulo

m = esponente del modulo

p' = pressione efficace media

p_a = pressione atmosferica.

Il valori di $E_{o,rif}$ e di m sono stati valutati sulla base dei risultati delle prove Down Hole effettuate nei sondaggi S31 e S32, delle prove Cross Hole effettuate tra i sondaggi S1-2008, S2-2008 e S3-2008 e delle prove SASW effettuate lungo 14 allineamenti; tali risultati sono riportati in termini di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s e di modulo di taglio iniziale G_o e di modulo di Young iniziale E_o nelle **figg.5.1, 5.2 e 5.3**; i legami tra V_s , G_o e E_o sono dati dalle seguenti equazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot V_s^2$$

$$E_o = 2 \cdot (1 + \nu') \cdot G_o$$

essendo ν' il rapporto di Poisson, assunto pari a 0.15 (piccole deformazioni).

Si rileva quanto segue:

- I dati riportati nelle **figg.5.1, 5.2 e 5.3** compresi tra 42 m a 48 m risultano influenzati dalla presenza dei materiali limoso argillosi costituenti il livello D; tali dati sono da considerare non rappresentativi degli strati a grana grossa.
- I dati riportati nelle **figg.5.1, 5.2 e 5.3** sono riferiti allo stato tensionale efficace geostatico attuale, con quota del p.c. a + 124 m slm e con soggiacenza della falda pari a 19 m. In prima approssimazione, trascurando l'effetto prodotto dalla storia dei prelievi idrici, lo stato tensionale geostatico attuale è stato valutato nell'ipotesi che i terreni non sono mai stati precaricati meccanicamente e che il coefficiente di spinta del terreno a riposo K_o di terreni normalmente consolidati sia dato dalla seguente espressione:

$$K_o = 1 - \sin \varphi'$$

essendo $\varphi' = 35^\circ$.

Il peso di volume naturale γ_t è stato assunto pari a 19 kN/m³.

- I valori ottenuti di $E_{o,rif}$ e di m sono pari a 5175 e 0.6 per i depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi fino a 30 m di profondità dal p.c. e a 4600 e 0.5 per i terreni prevalentemente sabbiosi presenti a profondità maggiori (vedi la **fig.5.3**). Tali valori sono abbastanza in linea con i risultati di prove Cross Hole effettuate in depositi simili della pianura lombarda tra Milano e Brescia, reperiti nell'archivio degli scriventi.
- In relazione al fatto che nell'area di futura costruzione sono previsti scavi per uno spessore di 14÷17 m e che le fondazioni (soprattutto quelle delle torri) scaricheranno sul terreno una pressione non trascurabile (comprensiva del peso della fondazione), il profilo del modulo di Young iniziale riportato nella **fig.5.3**, valutato sulla base di una pressione efficace media p' pari a quella geostatica attuale, non può essere preso direttamente come riferimento per valutazioni di cedimento delle fondazioni con metodi semplificati convenzionali (elastici lineari) che non tengono conto delle variazioni tensionali suddette. Analoga

considerazione vale per i profili di modulo riportati nella fig.4.9 e nella fig. 4.11 della Relazione Geotecnica Generale di Golder Associates s.r.l..

In metodi semplificati convenzionali di analisi dei cedimenti, il profilo di deformabilità di calcolo, determinato con l'equazione (1), dovrà tenere conto del fatto che la pressione efficace media p' , alle varie profondità di interesse, è, in prima approssimazione, pari a:

$$p' = p'_i + \frac{p'_f - p'_i}{2} \quad (2)$$

essendo:

p'_i = pressione efficace media al di sotto del piano di appoggio delle fondazioni a scavo avvenuto fino alla quota intradosso fondazioni;

p'_f = pressione efficace media al di sotto del piano di appoggio delle fondazioni dopo applicazione della pressione media esercitata dalla fondazione al terreno (comprensiva del peso della fondazione).

A titolo di esempio, nelle **figg.5.4** e **5.5** sono messi a confronto il profili di E_0 ottenuti al di sotto della quota di appoggio della fondazione della torre Hadid e della torre Isozaki, nel caso di p' ricavato dalle tensioni efficaci iniziali geostatiche e di p' ricavato dall'equazione (2); nell'applicazione dell'equazione (2) si è tenuto conto quanto segue:

- p'_i è stata valutata considerando che gli effetti dello scavo generalizzato tra +124 m slm e +110 m slm possano essere valutabili in condizioni edometriche;
- p'_f è stata valutata con la teoria elastica applicabile ad aree di carico flessibili circolari (torre Hadid) o rettangolari (torre Isozaki), poggianti su un semispazio omogeneo e isotropo; si è fatta l'ipotesi che le fondazioni scaricheranno sul terreno una pressione variabile tra 700 kPa (torre Hadid) e 800 kPa (torre Isozaki), comprensiva del peso della fondazione.

5.2.3 Moduli “operativi” per la valutazione dei cedimenti immediati

In questa sede per cedimenti immediati si intendono quelli che avverranno in condizioni drenate durante la fase di costruzione.

I profili di deformabilità riportati ad esempio nelle **figg.5.4** (torre Hadid) e **5.5** (torre Isozaki) non possono essere utilizzati direttamente per il calcolo dei

cedimenti immediati delle fondazioni con metodi semplificati convenzionali (elastico lineari), che non tengono conto della non linearità di comportamento dei terreni; causa la non linearità di comportamento dei terreni, i valori del modulo tendono infatti a diminuire con il livello di deformazione indotto.

Tale aspetto può essere messo in conto con la procedura semplificata proposta da Berardi (1999); in accordo a tale procedura, i moduli “operativi”, con cui condurre l’analisi dei cedimenti immediati delle fondazioni con metodi semplificati convenzionali (elastico lineari), possono essere definiti in accordo ai seguenti passi:

- Assegnato un valore del cedimento s , valutazione del rapporto tra il modulo di Young “operativo” E_{op}' ed il modulo di Young iniziale E_o sulla base della seguente espressione:

$$\frac{E_{op}'}{E_o} = 0.16 \cdot \left(\frac{s}{B} \cdot 100 \right)^{-0.4} \quad (3)$$

essendo:

B = dimensione minore della fondazione nel caso di fondazioni rettangolari

B = diametro della fondazione nel caso di fondazioni circolari.

- Con l’assegnato valore del cedimento s , determinazione della pressione q , compatibile con il rapporto dei moduli valutato al punto precedente, con la seguente equazione:

$$q = \frac{s \cdot E_{op}^*}{B \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_s} \quad (4)$$

essendo:

$I_s \cong 0.56 \div 0.67$ per fondazioni quadrate o con rapporto L/B inferiore a 3, essendo L la dimensione maggiore della fondazione della torre Isozaki.

$$E_{op}^* = 0.16 \cdot E_o^* \cdot \left(\frac{s}{B} \cdot 100 \right)^{-0.4} \quad (5)$$

E_o^* = modulo di Young iniziale valutato ad esempio dalle **figg.5.4** (torre Hadid) e **5.5** (torre Isozaki) a una profondità pari a $B/2$ al di sotto della quota di appoggio delle fondazioni.

- Ripetizione della procedura sopra indicata per altri valori del cedimento s al fine di ottenere la curva q - s/B . Entrando con il valore della pressione media

esercitata dalla platea (q_{media}) nella curva q - s/B si ottengono sequenzialmente il valore s/B ed il valore del rapporto E_{op}' / E_o .

I profili dei moduli di Young per il calcolo dei cedimenti con metodi semplificati convenzionali (elastico lineari), che non tengono conto della non linearità di comportamento dei terreni, risultano pertanto quelli iniziali di cui al paragrafo 5.2.2, moltiplicati per quest'ultimo rapporto.

A titolo di esempio, i risultati ottenuti nel caso della torre Hadid ($q=700$ kPa) e della torre Isozaki ($q=800$ kPa), in termini di curva q - s/B e di rapporto E_{op}' / E_o sono riportati nelle **figg.5.6** e **5.7**.

I profili dei moduli di Young per il calcolo dei cedimenti con metodi semplificati convenzionali (elastico lineari) risultano pertanto quelli rappresentati nelle **figg.5.4** e **5.5** moltiplicati per i rapporti indicati nelle **figg.5.6** e **5.7**; i risultati conseguiti sono riportati nelle **figg.5.8** (torre Hadid) e **5.9** (torre Isozaki).

Si rileva che tali profili dovrebbero risultare dal lato della sicurezza considerato che:

- La procedura di Berardi (1999) non distingue tra moduli elastici di primo carico e moduli elastici di scarico e ricarico;
- Nel caso specifico il comportamento del terreno per effetto dei carichi indotti dalla costruzione delle torri è in parte influenzato da moduli elastici di scarico e ricarico;
- I moduli elastici di scarico e ricarico, risultano superiori a quelli di primo carico.

5.2.4 Moduli "operativi" per la valutazione dei cedimenti a lungo termine

In accordo a Burland & Burbidge (1985), non si può escludere che nel tempo, anche nei depositi a grana grossa, si producano deformazioni di "creep"; in accordo agli autori suddetti, facendo riferimento a condizioni di carico non cicliche, il cedimento a lungo termine, comprensivo delle deformazioni di "creep", può essere stimato con la presente espressione:

$$s_t = s \cdot \left[1 + 0.3 + 0.2 \cdot \log_{10} \left(\frac{t}{3} \right) \right]$$

essendo:

s_t = cedimento al tempo t a partire dal termine della costruzione della torre

s = cedimento immediato valutato con i profili di deformabilità discussi nel paragrafo 5.2.3

t = tempo a partire dal termine della costruzione > 3 anni.

Assumendo $t = 50$ anni, il cedimento a lungo termine risulta dell'ordine di 1.5 volte quello immediato.

In relazione a quanto sopra, per una stima dei cedimenti a lungo termine delle fondazioni, i profili di calcolo dei moduli di Young risultano pari a quelli operativi di cui al paragrafo 5.2.3 divisi per 1.5.

A titolo di esempio nel caso della torre Hadid e della torre Isozaki i profili dei moduli di Young rappresentati nelle **figg.5.8** e **5.9** divisi per 1.5 diventano quelli riportati nelle **figg.5.10** (torre Hadid) e **5.11** (torre Isozaki).

5.3 Strati a grana fine

5.3.1 Premessa

La caratterizzazione dei terreni a grana fine rinvenuti principalmente nei livelli D, F e H viene effettuata sulla base dei risultati delle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati nei sondaggi.

Nel seguito vengono discussi in dettaglio i seguenti aspetti:

- Caratteristiche fisiche dei materiali (composizione granulometrica, limiti di Atterberg, pesi di volume naturale, contenuti d'acqua naturale, ecc.);
- Stati iniziali e pressioni di preconsolidazione;
- Caratteristiche di deformabilità dei materiali indisturbati in sito, in termini di coefficienti di compressione e di coefficienti di consolidazione secondaria;
- Caratteristiche di permeabilità.

Vengono infine indicati i parametri di resistenza caratteristici in termini di sforzi efficaci e di sforzi totali.

5.3.2 Caratteristiche fisiche

Le caratteristiche fisiche dei materiali costituenti i livelli D, F e H sono riportate nelle seguenti figure:

- **Fig.5.12a,b:** peso di volume naturale γ_n ; i valori generalmente variano tra 18.5 e 19.5 kN/m³.
- **Fig.5.13a,b:** contenuto d'acqua naturale w_n ; i valori variano tra 30 e 40% (livello D), 20 e 35% (livello F) e 25 e 35% (livello H).
- **Fig.5.14a,b:** limite liquido LL; i valori variano tra 35 e 45÷50% con punte pari al 60% nel livello F.
- **Fig.5.15a,b:** limite plastico LP; i valori variano tra 20 e 30% (livello D e livello F) e 25 e 30% (livello H).
- **Fig.5.16a,b:** indice plastico IP; i valori variano tra 10 e 20% (livello D), 15 e 30% con locali punte pari al 35% (livello F) e 10 e 15% (livello H).
- **Fig.5.17a,b:** carta di plasticità di Casagrande.
- **Fig.5.18a,b:** grado di saturazione S . Si osserva che i valori di S ottenuti dai campioni della campagna di indagine 2007 risultano spesso decisamente inferiori a 1, nonostante i campioni siano stati prelevati sotto falda; ciò è dovuto presumibilmente al fatto che i campioni, per effetto del prelievo, hanno perso parte delle tensioni efficaci in sito con conseguente aumento di volume, a parità di contenuto d'acqua.
I valori superiori a 1, sia della campagna di indagine 2007, sia della campagna di indagine 2008, derivano invece da errori sperimentali.
- **Fig.5.19a,b:** rapporto dei vuoti e_{o1} valutato sulla base di γ_n , di w_n e del peso specifico delle particelle G_s ; nei casi in cui S risulta inferiore a 1 i valori di e_{o1} risultano presumibilmente superiori a quelli caratteristici delle condizioni in sito.
- **Fig.5.20a,b:** rapporto dei vuoti e_{o2} valutato sulla base di w_n e di G_s imponendo $S = 1$; nell'ipotesi che il terreno in sito sia saturo e che il campione prelevato abbia mantenuto il contenuto d'acqua naturale presente in sito, tale valore è da ritenersi più rappresentativo delle condizioni effettivamente in sito.

5.3.3 Stati iniziali e pressioni di preconsolidazione

Gli stati iniziali dei materiali in sito in termini di indice dei vuoti normalizzato (I_{v0}) e di pressione verticale efficace iniziale geostatica (σ_{v0}'), sono rappresentati nel piano I_v -log σ_v' di Burland (1990) nelle **fig.5.21a,b** (livello D), **fig.5.22a,b** (livello F) e **5.23**

(livello H); nelle stesse figure viene riportata anche la linea di consolidazione edometrica intrinseca IC_{Led} .

Nelle **figg.5.24a,b** (livello D), **5.25a,b,c,d** (livello F) e **5.26** (livello H) sono riportati nel piano $lv\text{-}\log\sigma_v'$ di Burland (1990) due curve edometriche effettuate su provini indisturbati rappresentativi.

Sia gli stati iniziali, sia le curve edometriche rappresentati nelle figure sopra citate sono stati ottenuti applicando la formulazione e le correlazioni empiriche riportate in Burland (1990).

I dati relativi a una prova edometrica della campagna di indagine 2007, effettuata su materiale ricostituito, per la determinazione sperimentale dei rapporti dei vuoti e_{100}^* ed e_{1000}^* , sono stati ritenuti non utilizzabili per i motivi esposti nel seguito.

A commento dei risultati riportati nelle **figg.5.21, 5.22, 5.23, 5.24, 5.25 e 5.26** vengono fatte le seguenti considerazioni:

- Gli stati iniziali dei materiali dei livelli D, F e H si collocano al di sopra della IC_{Led} ; la posizione degli stati iniziali rispetto alla IC_{Led} può variare nell'ambito di ciascuno strato, in conseguenza di possibili variazioni locali delle caratteristiche di plasticità e dei processi deposizionali e post-deposizionali (esempio: più o meno pronunciati fenomeni di essiccamento).

Le curve edometriche effettuate sui provini indisturbati passano significativamente al di sotto del punto che rappresenta lo stato iniziale del materiale in situ e a pressioni più elevate hanno la tendenza a raccordarsi alla IC_{Led} . Quanto sopra è tipico di materiali "strutturati", caratterizzati da microstrutture metastabili, nell'ambito delle quali possono essere innescati, per effetto di variazioni tensionali, fenomeni di destrutturazione, con conseguente generazione di deformazioni viscosi. Quanto maggiore è la distanza dello stato iniziale dalla IC_{Led} tanto maggiore è il grado di "struttura" sviluppato in fase deposizionale e post-deposizionale.

- Le **figg.5.27a** e **5.27b** riportano nel piano $lv\text{-}\log\sigma_v'$ di Burland (1990) la prova edometrica effettuata su un provino ricostituito; nella **fig.5.27a** i dati sono normalizzati applicando la formulazione e le correlazioni empiriche riportate in Burland (1990); nella **fig.5.27b** la normalizzazione viene effettuata sulla base dei valori di e_{100}^* ed e_{1000}^* ricavati dalla prova edometrica su campione ricostituito, assumendo in prima istanza che essa possa essere rappresentativa della IC_{Led} del

materiale. Dalle figure risulta quanto segue: a) contrariamente alla IC_{Led} di Burland (1990), la presunta IC_{Led} sperimentale ottenuta dal provino ricostituito non ha concavità verso l'alto; b) la presunta IC_{Loed} sperimentale ottenuta dal campione ricostituito è caratterizzata, nel campo di pressioni compreso tra 800 kPa e 2000 kPa, da pendenze superiori a quelle della IC_{Loed} di Burland (1990). A parere degli scriventi quanto sopra mette in dubbio la validità dei risultati ottenuti dalla sperimentazione.

Una conferma di ciò è data dai risultati riportati nella **fig.5.27c**, ottenuti da curve edometriche effettuate su provini indisturbati i cui stati iniziali si collocano in prossimità della IC_{Led} , normalizzate in accordo alla procedura e alle correlazioni empiriche di Burland (1990); le curve edometriche diagrammate si adagiano molto bene sulla IC_{Led} di Burland (1990). Assumendo invece per la normalizzazione i valori di e_{100}^* ed e_{1000}^* ricavati dalla prova edometrica su campione ricostituito si otterrebbero risultati cui risulta difficile attribuire un significato (**fig.5.27d**). L'interpretazione delle prove edometriche fatta nella Relazione Geotecnica Generale di Golder Associates s.r.l. e le relative conclusioni sono pertanto non condivisibili.

I materiali costituenti i livelli D, F e H sono caratterizzati da una pressione di preconsolidazione σ_{vp}' , ricavata convenzionalmente dalle prove edometriche su provini indisturbati con il metodo di Casagrande, variabile tra $(1.2 \div 1.6) \cdot \sigma_{v01}'$ (campagna di indagine 2007) e $(1.8 \div 2.2) \cdot \sigma_{v01}'$ (campagna di indagine 2008); la pressione verticale efficace σ_{v01}' è quella caratteristica della situazione "indisturbata" antecedente il periodo di attivazione dei prelievi idrici (livello falda a quota +120 m slm, soggiacenza circa 4 m rispetto al piano campagna attuale, posto a + 124 m slm); come riportato nella **fig.5.28**, il grado di sovraconsolidazione apparente (OCR_a), da attribuire alla struttura del materiale, convenzionalmente pari al rapporto $\sigma_{vp}' / \sigma_{v01}'$, è pertanto compreso tra 1.2÷1.6 (campagna di indagine 2007) e 1.8÷2.2 (campagna di indagine 2008). Come discusso nel seguito, i valori della campagna di indagine 2007 sono da considerare meno rappresentativi per effetto di un maggiore disturbo dei campioni indotto dal prelievo.

Nei materiali caratterizzati da microstrutture metastabili, la pressione di plasticizzazione σ_{vy}' , oltre la quale si innescano, in condizioni edometriche,

deformazioni visco-plastiche irreversibili, può risultare significativamente inferiore a σ_{vp}' (vedi ad esempio Bjerrum, 1967; Larsson et al., 1997; Mimura et al., 2003; Rocchi et al., 2003; Mimura & Jang, 2004; Rocchi et al., 2006; Rocchi et al., 2007); tali pressioni di plasticizzazione possono essere valutate sulla base della seguente espressione:

$$\sigma_{vy}' = \sigma_{vo}' + \frac{\sigma_{vp}' - \sigma_{vo}'}{3 \div 5}$$

Adottando $\sigma_{vp}' = (1.8 \div 2.2) \cdot \sigma_{vo}'$ si ottiene $\sigma_{vy}' > 1.2$.

Si rileva che nei livelli D, F e H il rapporto tra la pressione verticale efficace attuale σ_{vo2}' (valutata con livelli di falda posti a +105 m slm) e la pressione verticale efficace caratteristica delle condizioni "indisturbate" antecedenti i prelievi idrici σ_{vo1}' (valutata con livelli di falda posti a +120 m slm) assume valori prossimi a 1.2; pertanto i materiali in esame risulterebbero attualmente sollecitati in condizioni prossime alla pressione di plasticizzazione σ_{vy}' . La pressione di plasticizzazione è stata superata nel periodo 1965-1975 di maggiore prelievo idrico, quando i livelli di falda si sono portati a quote pari a circa +96 mslm, producendo presumibilmente un irreversibile danneggiamento alla microstruttura dei materiali limoso argillosi. Ciò potrebbe spiegare i fenomeni di subsidenza indotti nell'area milanese; si rileva che secondo i dati di letteratura (vedi ad esempio Beretta et al. 1991) nell'area della Fiera sono stati registrati:

- cedimenti dell'ordine di circa 15 cm nel periodo tra il 1950 ed il 1972, la gran parte dei quali è avvenuta presumibilmente a partire dalla fine anni '50, quando i prelievi idrici hanno cominciato ad essere cospicui (velocità media $\cong 10$ mm/anno);
- cedimenti dell'ordine di 3÷5 cm nel periodo 1975-1986 (velocità media circa 3÷4 mm/anno, ridotta rispetto al periodo precedente in ragione di una diminuzione dei prelievi idrici e di una conseguente riduzione della soggiacenza della falda). Le velocità di cedimento attuali dovrebbero essere inferiori a 1÷2 mm/anno (vedi ad esempio Rocca et al., 2002).

Gli scavi generalizzati previsti per raggiungere la quota +110 m slm riporterebbero i materiali a tassi di lavoro più favorevoli.

In relazione a quanto sopra è opportuno precisare che lo stato iniziale dei materiali rilevato dalle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati nel corso delle campagne di indagine 2007 e 2008, riportato nelle **figg.5.21a,b, 5.22a,b, 5.23, 5.24a,b, 5.25a,b,c,d e 5.26**, è, in misura più o meno pronunciata, diverso da quello caratteristico della situazione antecedente i prelievi idrici.

5.3.4 Caratteristiche di deformabilità

L'analisi del comportamento di materiali "strutturati", quali quelli che costituiscono i livelli D, F e H, nell'ambito dei quali, per effetto di variazioni tensionali significative possono essere indotti fenomeni di destrutturazione associati a deformazioni viscosi, non può essere, in linea di principio, effettuata con modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali; essa dovrebbe peraltro tenere conto della complessa storia di carico subita dai materiali a partire dalla condizione "indisturbata" antecedente i prelievi idrici. Non si può escludere infatti che, causa il notevole incremento delle tensioni verticali efficaci dovuto ai prelievi idrici a partire dal 1960 fino al 1975, i materiali prelevati nel corso delle attuali indagini geotecniche rispondano anche in funzione del grado di danneggiamento subito in passato.

Nel caso specifico, alcuni aspetti legati essenzialmente ai percorsi di sollecitazione e allo spessore dei materiali limoso argillosi, lasciano presumere che, con opportuni accorgimenti, l'analisi del comportamento dei materiali "strutturati" in oggetto possa essere effettuata, con sufficiente approssimazione, ancora con le tecniche convenzionali. Infatti, anche nel caso di ricorso a fondazioni dirette:

- fatta eccezione per il livello D, i materiali limoso argillosi sono (oggi) e verranno (in futuro) sollecitati lungo percorsi tali per cui le variazioni di tensione efficace sono o rimarranno non molto superiori al $\pm 20\%$ della pressione efficace geostatica caratteristica dello stato "indisturbato" antecedente i prelievi idrici. Ciò lascia presumere che i materiali si comporteranno in modo prevalentemente "elastico", con deformazioni di creep relativamente contenute.
- i materiali limoso argillosi sono di modesto spessore; la dissipazione della sovrappressione interstiziale indotta dalle variazioni tensionali risulterà molto rapida, anche nell'ambito del livello D interessato, per effetto dei carichi delle torri, dalla riattivazione di processi di destrutturazione significativi; le deformazioni

di natura viscosa (cedimenti secondari), attivate nello strato D, avverranno in gran parte in condizioni caratterizzate da sovrappressioni interstiziali trascurabili (condizioni drenate).

In relazione a quanto sopra, in questa sede le caratteristiche di deformabilità dei materiali limoso argillosi vengono fornite in modo convenzionale, ovvero in termini di coefficienti di compressione vergine C_c e di coefficienti di compressione in scarico e ricarico C_r (nel piano e - $\log \sigma_v'$) e di coefficienti di consolidazione secondaria $c_{\alpha e}$ (nel piano e - $\log t$).

La valutazione di tali coefficienti viene effettuata sulla base dei risultati delle prove edometriche, tenendo conto, in qualche modo, del fatto che il campionamento ha indotto nei provini sottoposti a prova un disturbo non trascurabile; ciò si evince dal valore della deformazione assiale ε_a^* registrato in prova edometrica nel tratto di ricomprensione fino alla pressione verticale efficace geostatica attuale σ_{v02}' (vedi la **tab.5.4**).

Dai dati riportati nella **tab.5.4** i valori ε_a^* registrati sui provini della campagna di indagine 2008 risultano decisamente inferiori a quelli registrati sui provini della campagna di indagine 2007; i provini della campagna di indagine 2007 sono pertanto da ritenersi di qualità decisamente inferiore rispetto a quelli della campagna di indagine 2008.

Tabella 5.4: Valori della deformazione assiale ε_a^* in prova edometrica alla pressione efficace σ_{vo2}'

Provino	Profondità da p.c. attuale (m)	Livello	ε_a^* (%)
S1-3 (2007)	66.25	F	6
S2-2 (2007)	67.75	F	6.7
S5-5 (2007)	61.25	F	7.7
S5-7 (2007)	67.25	F	6.2
S9-2 (2007)	60.25	F	6.2
S9-3 (2007)	66.25	F	5.7
S12-2 (2007)	67.75	F	7
S15-1 (2007)	67.75	F	10.5
S25-1 (2007)	67.35	F	6.4
S31-3 (2007)	67.75	F	7.8
S32-2 (2007)	66.75	F	6.5
S31-4 (2007)	79.75	H	6.7
S9-4 (2007)	80.25	H	6.4
S12-3 (2007)	81.25	H	9.8
S1-CI1 (2008)	46.85	D	4.5
S2-CI2 (2008)	46.6	D	3.6
S2-CI3	47.6	D	4.4
S1-CI2	67.95	F	2
S2-CI4	65.6	F	3.5
S2-CI5	66.2	F	4.3

Causa il disturbo indotto dal campionamento, le caratteristiche di compressibilità misurate nelle prove edometriche possono risultare significativamente diverse da quelle del materiale indisturbato in sito. In particolare il tratto di ricomprensione tra σ_{vo1}' e σ_{vy}' in sito ha pendenze decisamente inferiori a quelle misurate in prova edometrica; il tratto di compressione vergine in sito (nel campo di pressioni superiori a σ_{vy}') ha invece pendenze più elevate di quelle misurate in prova edometrica.

In relazione a quanto sopra, facendo riferimento ai risultati delle campagne di indagine 2007 e 2008, i coefficienti di compressione C_c e C_r sono stati valutati, in analogia a quanto suggerito da Schmertmann (1953), come segue:

- Sono stati considerati gli edometri effettuati sui materiali caratterizzati da LL superiori a 35% che si collocano al di sopra della linea IC_{Led} di Burland (1990).
- Per ciascun edometro, la linea di compressione vergine caratteristica del comportamento del materiale indisturbato in sito è stata fatta passare per i seguenti due punti:
 - Punto A collocato sul proseguimento della linea di compressione vergine sperimentale nel piano $e-\log \sigma_v'$ di coordinate pari a $0.42 \cdot e_{o2}$ e σ_v' ;
 - Punto B di coordinate $e_{o2} - \sigma_{vo2}'$, essendo $\sigma_{vo2}' \cong \sigma_{vy}' = 1.2 \cdot \sigma_{vo1}'$.

Il coefficiente C_c corretto, applicabile per pressioni superiori a $\sigma_{vy}' = 1.2 \cdot \sigma_{vo1}'$, è pertanto pari a:

$$C_c = \frac{e_{o2} - 0.42 \cdot e_{o2}}{\log \sigma_v' - \log \sigma_{vo2}'}$$

- Il coefficiente C_r è assunto pari a $C_c/5$ per pressioni inferiori a $\sigma_{vy}' = 1.2 \cdot \sigma_{vo1}'$.
- In accordo a Mesri & Godlewski (1977) e a Mesri & Choi (1985), il coefficiente c_{ae} è stato assunto pari a:

$$c_{ae} = (0.04 \pm 0.01) \cdot C_c \text{ applicabile per pressioni superiori a } \sigma_{vy}' = 1.2 \cdot \sigma_{vo1}'$$

$$c_{ae} = (0.04 \pm 0.01) \cdot C_r \text{ applicabile per pressioni inferiori a } \sigma_{vy}' = 1.2 \cdot \sigma_{vo1}'.$$

I risultati conseguiti, applicabili con ragionevole approssimazione a tutti i livelli limoso argillosi, sono pari a:

Edometri della campagna di indagine 2007

$$C_c = 0.28 \div 0.30$$

$$C_r = 0.06 \div 0.064$$

$$c_{ae} = 0.012 \text{ applicabile per pressioni superiori a } \sigma_{vy}' = 1.2 \cdot \sigma_{vo1}'$$

$$c_{ae} = 0.0024 \text{ applicabile per pressioni inferiori a } \sigma_{vy}' = 1.2 \cdot \sigma_{vo1}'.$$

Edometri della campagna di indagine 2008

$$C_c = 0.40$$

$$C_r = 0.08$$

$$c_{ae} = 0.016 \text{ applicabile per pressioni superiori a } \sigma_{vy}' = 1.2 \cdot \sigma_{vo1}'$$

$$c_{ae} = 0.0032 \text{ applicabile per pressioni inferiori a } \sigma_{vy}' = 1.2 \cdot \sigma_{vo1}'.$$

Nelle **figg.5.29a,b, 5.30a,b e 5.31** sono riportate le curve edometriche ritenute rappresentative del comportamento in sito, congruenti con i parametri sopra indicati, da utilizzare in analisi dei cedimenti con metodi di analisi semplificati.

Nel caso delle fondazioni delle torri (soluzione con platee direttamente poggianti sul terreno), il grado di affidabilità che può essere raggiunto nella previsione dei cedimenti ricorrendo a metodi convenzionali semplificati e all'ausilio dei parametri geotecnici sopra indicati verrà indagato dagli scriventi mediante analisi alternative che fanno ricorso a modelli costitutivi elasto-viscoplastici più complessi, in grado di riprodurre il possibile innesco di fenomeni di destrutturazione causato dalle variazioni tensionali indotte sia dai prelievi idrici, sia dalla costruzione delle torri (vedi ad esempio Rocchi et al., 2003).

5.3.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k dei materiali limoso argillosi sono stati stimati sulla base della correlazione empirica proposta da Feng (1991) per materiali "strutturati", ottenuta da misurazioni dirette; i metodi indiretti, che fanno ricorso alle prove edometriche e alla teoria di consolidazione di Terzaghi, possono infatti condurre a risultati non corretti (vedi ad esempio Tavenas et al. 1983a e Tavenas et al. 1983b). In base alla correlazione di Feng (1991) risulta che:

$$k_o = 6.54 \cdot 10^{-11} \cdot \left(\frac{e_{o2} \cdot \frac{A}{IP}}{A+1} \right)^4 \text{ m/s}$$

essendo:

A = attività dei materiali = IP/CA (-)

IP = indice di plasticità (-)

CA = contenuto di argilla (-)

e_{o2} = indice dei vuoti iniziale.

I risultati ottenuti sono riportati nelle **fig.5.32a,b**.

Si rileva che i coefficienti di permeabilità riportati nelle **figg.5.32a,b** si riferiscono alle condizioni di indice dei vuoti attuali; la legge di variazione di k con l'indice dei vuoti corrente, da utilizzare in analisi di consolidazione non lineare, è data dalla seguente equazione (vedi Tavenas et al. 1983b):

$$\log_{10} k = \log_{10} k_o - \frac{e - e_{o2}}{C_k}$$

essendo:

$$C_k = 0.5 \cdot e_{o2}.$$

5.3.6 Parametri di resistenza al taglio

I parametri di resistenza al taglio dei livelli limoso argillosi, sia in termini di sforzi efficaci, sia in termini di resistenza al taglio non drenata, non rivestono importanza progettuale. Per completezza e semplicità di consultazione nella **tab.5.5** vengono riassunti i valori ritenuti più plausibili.

Tabella 5.5: Parametri di resistenza al taglio

Livello	φ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
D	28	0	150÷175
F	26	0	175÷200
H	28	0	200
φ' = angolo di resistenza al taglio c' = coesione c_u = resistenza al taglio non drenata			

6. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Alberti, L., Francani, V. (2001). Studio idrogeologico sulle cause del sollevamento della falda nell'area milanese. Pubblicazione n. 2232 del Gruppo Nazionale per la Difesa delle Catastrofi Idrogeologiche, linea 4.
- Berardi R. (1999). Non linear elastic approaches in foundation design. Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, vol.1, Jamiolkowski, Lancellotta & Lo Presti editors, 733-739.
- Beretta, P.G., Pagotto, A., Vandini, R., Zanni, S. (1991). Sovrasfruttamento degli acquiferi nella pianura padana: aspetti idrogeologici ed idrochimici. Estratto da Rivista del Catasto e dei Servizi Tecnici Erariali, Nuova Serie, Anno XLVI, n. 2.
- Bjerrum, L.(1967). Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Géotechnique*, 1967, 17(2), 81-118.
- Brinch Hansen, J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. Bulletin n° 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- Burland J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique*, 40, n. 3.
- Burland J.B., Burbidge M.C. (1985). Settlement of foundations on sand and gravel. Proc. ICE, Part 1.
- Feng, T. W.(1991) "Compressibility and permeability of natural soft clays and surcharging to reduce settlements" Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1991.
- Larsson, R., Bengtsson, P.E., Eriksson, L. (1997). Prediction of settlements of embankments on soft, fine-grained soils – Calculation of settlements and their course with time. Swedish Geotechnical Institute, Linköping.
- Mesri, G., Godlewski, P.M. (1977). Time and stress-compressibility interrelationship. *Journal of Geotech. Eng. Div.*, ASCE, GT5.
- Mesri, G., Choi, Y.K. (1985). Settlement analysis of embankments on soft clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol.111, n° 4, ASCE, 441-464.

- Mimura, M., Takeda, K., Yamamoto, K., Fujiwara, T., Jang, W.Y. (2003). Long-term settlement of the reclaimed quasi-overconsolidated pleistocene clay deposits in Osaka bay. *Soils and Foundations*, vol.43, n° 6, 141-153.
- Mimura, M., Jang, W.Y. (2004). Description of time-dependent behavior of quasi-overconsolidated Osaka pleistocene clays using elasto-viscoplastic finite element analyses. *Soils and Foundations*, vol.44, n° 4, 41-52.
- Rocca, F., Colesanti, C., Ferretti, A., Ratti, R. (2002). T.R.E.: una spin-off universitaria per l'elaborazione dei dati radar satellitari. *Mondo Digitale NT* 4.
- Rocchi, G., Fontana, M., Da Prat, M. (2003). Modelling of natural soft clay destruction processes using viscoplasticity theory. *Géotechnique* 53, n° 8, 729-745.
- Rocchi, G., Vaciago, G., Fontana, M., Plebani, F. (2006). Enhanced prediction of settlement in structured clays with examples from Osaka Bay. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, Vol. 1, n° 3, Taylor & Francis, 217-237.
- Rocchi, G., Vaciago, G., Fontana, M., Plebani, F. (2007). Further insight into the behaviour of Pleistocene Osaka clays at KIA Phase 1 island. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, Vol. 2, n° 3, Taylor & Francis, 159-173.
- Schmertmann, J.H. (1953). Estimation the true consolidation behavior of clay from laboratory test results. *Trans. ASCE*, 118, 311, 1-25.
- Solaini, L., Vitelli, E., Togliatti, G., Botti, E., Ferrari da Passano, C., Motta, V. (1973). Abbassamento del suolo nel territorio metropolitano milanese nel periodo 1950-1972. Estratto da *Rivista del Catasto e dei Servizi Tecnici Erariali*, Nuova Serie, Anno XXVIII, nn.1-6.

Tavenas, F., Leblond, P., Jean, P., Leroueil, S. (1983a). The permeability of natural soft clays. Part I: Method of laboratory measurement. Canadian Geotechnical Journal 20, n°4, 629-644.

Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., Leroueil, S. (1983b). The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics. Canadian Geotechnical Journal 20, n°4, 645-660.