

REGIONE ABRUZZO



PROVINCIA DI PESCARA

Comune di Montesilvano

DITTA

CENTRO IMMOBILIARE MERIDIONALE S.R.L.

**RIMOZIONE E SMANTELLAMENTO DI STRUTTURE DI COPERTURA IN
CEMENTO AMIANTO E DEMOLIZIONE PARZIALE E SUCCESSIVA
RICOSTRUZIONE DI UN CAPANNONE**

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Pescara, Novembre 2003

IL TECNICO INCARICATO

Dott. Geol. Angelo Di Ninni



1.0 INTRODUZIONE

Nella presente relazione si espongono i risultati di uno studio geologico e geotecnico a supporto del progetto per la rimozione e smantellamento strutture di copertura in cemento amianto e di demolizione di parte dei fabbricati esistenti con successiva ricostruzione di parte di capannone ubicato nel Comune di Montesilvano in Via Danubio sn della ditta Centro Immobiliare Meridionale.

Lo studio è stato realizzato attraverso le seguenti fasi:

- analisi bibliografica relativa a studi di carattere geologico e geotecnico e sondaggi geognostici realizzati in aree limitrofe a quella in esame.

- analisi geologica, geomorfologica e idrogeologica del sito;

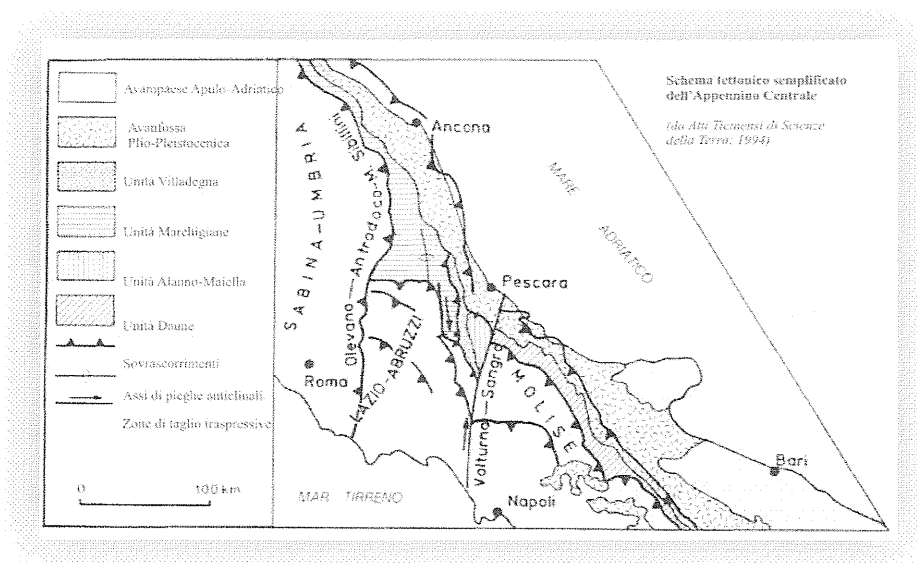
Il lavoro è stato svolto in ottemperanza alle principali indicazioni legislative vigenti in materia di studi e analisi geologiche in senso generico:

- **Decreto del Ministero ai Lavori Pubblici** (11 Marzo 1988) *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*;

- **Ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri** (20 Marzo 2003) *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*;

- **Associazione Geotecnica Italiana** (1977) *“Raccomandazioni per la programmazione e lo svolgimento delle indagini geotecniche”*.

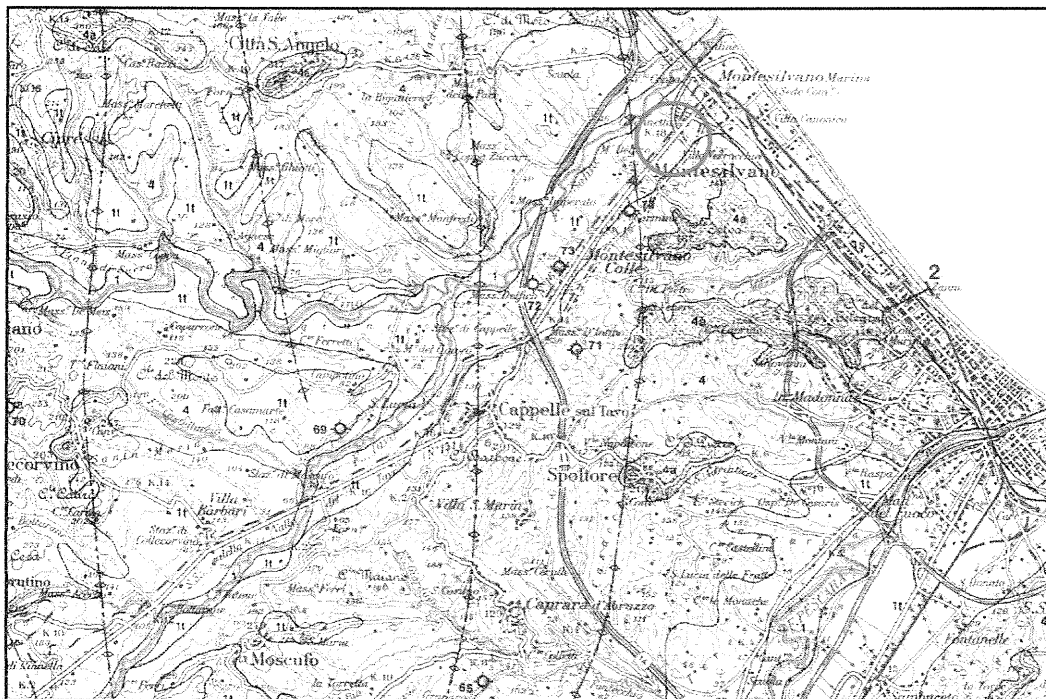
2.0 ASPETTI GEOLOGICI GENERALI



Il tratto della catena appenninica antistante l'area in studio è delimitato ad ovest dalla linea Olevano-Antrodoto-Monti Sibillini e ad est dalla linea Volturno-Sangro. Accordi, nel 1966, attribuiva a questo segmento, che si compone in larga misura di elementi esterni del margine africano, uno stile deformativo a pieghe e sovrascorrimenti con rilevanti entità di raccorciamento crostale. Nello schema tettonico semplificato, è possibile osservare quelli che sono i maggiori fronti di sovrascorrimento tra le diverse unità tettoniche, accavallatesi secondo un modello di migrazione del sistema catena-avanfossa-avampaese. In particolare i rapporti di imbricazione hanno ubicato le unità Umbro-Sabine e Laziali-Abruzzesi a tetto, mentre le più esterne, unità Marchigiane, Villadegna-Cellino e Alanno-Maiella, a letto. (da Ghisetti e Vezzani, 1993)

Nella distribuzione dei principali domini strutturali dell'Appennino centro-meridionale, la linea Sangro-Volturno ha avuto un ruolo fondamentale nella deformazione pellicolare della catena, soprattutto durante le fasi medio-mioceniche e plioceniche, essendo stata attiva con meccanismi trascorrenti. Infatti, mentre a ESE di questo allineamento si osserva l'esclusivo sviluppo del bacino Molisano, caratterizzato da un assetto tettonico piuttosto complesso, con direttrici appenniniche e antiappenniniche, nel settore nord-occidentale, invece, si individua un insieme di strutture a vergenza adriatica (anticlinale asimmetrica della Maiella, scaglia di Roccacaramanico, piega della Queglia, piega rovesciata di Colle Madonna, Fronte di accavallamento lungo l'arco strutturale del Morrone-Gran Sasso) sovrascorse sulla parte più interna dell'avanfossa e sviluppate secondo direttrici N-S e NNW-SSE.

3.0 CARATTERI GEOLOGICI E MORFOLOGICI LOCALI



L'area di interesse era in passato caratterizzata da un'ambiente lagunare isolato dal Mar Adriatico da barre trasversali all'asse fluviale e parallele alla costa. La comunicazione fra i due ambienti sedimentari era di tipo discontinuo e legato alle variazioni eustatiche sia per effetto delle maree che per fenomeni di sollevamento differenziale. Occasionalmente, come ad esempio nei periodi di alta marea, le acque marine invadevano la laguna, trasportando e depositando in essa i materiali limoso-sabbiosi, mentre normalmente le acque fluviali nei periodi di piena formavano depositi limo-argillosi che si interdigitavano ai terreni marini.

In un contesto più ampio l'area indagata può essere inquadrata in quella complessa unità strutturale definita "avanfossa appenninica". Essa si sviluppa dalla pianura Padana al Golfo di Taranto ed in sezione presenta una forma a cuneo approfondendosi nel margine della catena appenninica e risalendo verso il mare adriatico. Si tratta di un grande bacino instauratosi nel Miocene contemporaneamente all'orogenesi appenninica e riempito da terreni più antichi verso l'interno e più recenti verso l'esterno. La porzione di Avanfossa dove è sita l'area indagata è riempita da terreni recenti attribuibili come già detto al Plio-Pleistocene. In generale questa zona ha risentito poco degli eventi tettonici che interessavano la catena appenninica e questo è testimoniato dalla giacitura sub-orizzontale degli strati.

L'area in oggetto di studio è posta sulla destra idrografica del fiume Saline, ad una distanza da esso di circa 400 m. La vicinanza al Fiume Saline mette in evidenza come siano mutati durante il Quaternario il corso e la quota dell'alveo fluviale. I depositi fluviali terrazzati presentano stratificazioni irregolari lentiformi riconducibili a morfologie sepolte di tipo meandriforme.

Da un punto di vista geomorfologico il sito in esame subpianeggiante non è interessato da forme e processi in atto tali da condizionare la realizzazione del progetto.

4.0 IDROLOGIA ED IDROGEOLOGIA

Il livello di base delle acque superficiali è rappresentato dal fiume Saline al quale confluiscono i numerosi fossi che arrivano dalle retrostanti pendici collinari. I terrazzi del terzo ordine sono generalmente sede di falde acquifere consistenti di sub-alveo, per lo meno in quelle formazioni geologiche a granulometria grossolana, mentre nelle alluvioni fini o finissime la permeabilità decresce molto rapidamente, consentendo una veloce saturazione dei terreni stessi ed una risalita per capillarità anche a quote modeste della falda acquifera, che non ha più quelle caratteristiche di trasmissività dei depositi ghiaiosi, ma determina una saturazione completa dei pori e dei terreni bagnati per gran parte dell'anno.

5.0 SERIE DEI TERRENI E LORO CARATTERISTICHE


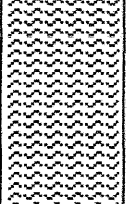
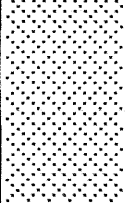
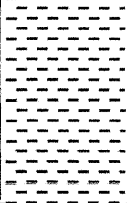
Come precedentemente accennato, l'analisi delle caratteristiche litologiche e stratigrafiche dei terreni presenti nell'area oggetto di studio, è stata realizzata attraverso l'analisi di sondaggi geognostici eseguiti in aree limitrofe.

In definitiva ed escludendo la porzione più superficiale costituita da terreno vegetale, tutte le litologie sono state raggruppate in diversi orizzonti con spessori relativamente uniformi, anche se sono presenti strati con geometria lenticolare e con scarsa continuità laterale.

La successione stratigrafica evidenzia la presenza di facies sedimentarie riconducibili a paleocanali e condizioni morfologiche del substrato geologico variabili tra zone limitrofe. In considerazione del fatto che le stratigrafie attraversate possono essere raggruppate in orizzonti omogenei e facilmente correlabili da punto a punto, si giunge alla seguente tabella riepilogativa

delle caratteristiche geomeccaniche. In particolare si nota che i primi 1,5 mt dal p.c. non garantiscono sufficiente stabilità ed omogeneità mentre aumentando la profondità si assiste al miglioramento progressivo delle caratteristiche geomeccaniche per aumento della frazione sabbiosa . Fatta eccezione per una stretta banda sedimentaria, con caratteristiche più scadenti , a quota compresa fra 7.5 e 9.5 m dal piano campagna, con spessore medio di 1,2 mt formato da limi sabbiosi ed argillosi grigi di basso addensamento, il pacco sedimentario si presenta omogeneo e ben addensato. Nella Tabella seguente vengono accorpate i litotipi caratteristici dell'area di sedime della fondazione con i relativi parametri geomeccanici di progetto .La Falda si stabilizza a circa 5 mt dal p.c ma non possono escludersi escursioni della stessa in occasione di forti precipitazioni o di innalzamento del livello di base del fiume Saline che comunque non dovrebbe mai superare i 2 m dal p.c.

Caratteristiche geomeccaniche

Z (m)	Litologia	Descrizione	Parametri geotecnici			
0.60 m		Tereno vegetale				
6.50 m		Limo sabbioso e sabbie limose	Peso di volume Angolo di attrito interno Coesione efficace Coesione non drenata Modulo di deformazione	(γ) (ϕ) (c') (Cu) (M)	1.85 28 0.0 0 800	(t/mc) ($^{\circ}$) (t/mq) (t/mq) (t/mq)
8.50 m		Ghiaie e sabbie limose	Peso di volume Angolo di attrito interno Coesione efficace Coesione non drenata Modulo di deformazione	(γ) (ϕ) (c') (Cu) (M)	1.87 32 0.0 0 1400	(t/mc) ($^{\circ}$) (t/mq) (t/mq) (t/mq)
9.50 m		Limi sabbiosi poco addensati	Peso di volume Angolo di attrito interno Coesione efficace Coesione non drenata Modulo di deformazione	(γ) (ϕ) (c') (Cu) (M)	1.82 26 0.0 0 400	(t/mc) ($^{\circ}$) (t/mq) (t/mq) (t/mq)

6.0 CONSIDERAZIONI SISMICHE SULLA BASE DELL'O.P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003

L'Ordinanza n.3274 definisce i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche; le zone fanno esplicito riferimento a quelle indicate nelle "Norme per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici" e nelle "Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" emanate contestualmente.

Le "Norme tecniche" indicano 4 valori di accelerazioni orizzontali (a_g/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico e le norme progettuali e costruttive da applicare; il numero delle zone è pari a 4. Ciascuna zona sarà individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, secondo lo schema seguente:

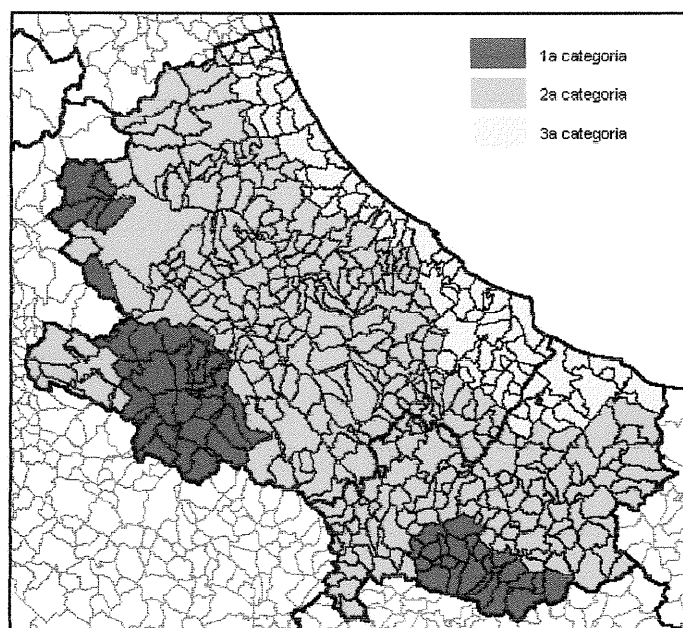
ZONA	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (a_g/g)	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) (a_g/g)
1	>0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

In prima applicazione, sino alle deliberazioni delle Regioni, le zone sismiche sono individuate sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale", elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito sulla base della risoluzione della Commissione Nazionale di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi nella seduta del 23 aprile 1997, con le seguenti precisazioni:

1. I comuni ivi indicati come "non classificati" devono essere intesi come appartenenti alla zona 4; quelli indicati come appartenenti rispettivamente alla I, II e III categoria devono essere intesi come rispettivamente appartenenti alle zone 1, 2 e 3;

2. Nel passaggio da una categoria a rischio più elevato ad una a rischio meno elevato, sarà mantenuta la categoria, e conseguentemente la zona, con rischio più elevato.

Il territorio comunale di Montesilvano (Pe) è classificato come *Zona 3*, come visibile nell'immagine di seguito riportata e relativa alla proposta di riclassificazione in Abruzzo e Molise.



7.0 FONDAZIONI: CAPACITA' PORTANTE E CEDIMENTI

In base all'esito delle indagini abbiamo una situazione spazialmente omogenea con variazioni litologiche poco significative che presentano caratteristiche migliori con l'approfondimento delle indagini fino all'intercettamento delle ghiaie di base. Fermo restando l'indeterminatezza dei confini dei corpi litologici è comunque sempre presente uno spessore di circa 6 –7 m. di terreni dalle caratteristiche geotecniche migliori che decadono improvvisamente solo per un tratto di circa 1 mt e quindi per migliorare fino al substrato ghiaioso. Questa inversione locale delle caratteristiche geomeccaniche si riscontra in tutta la bassa vallata del Fiume Saline ed anzi in questa aree è meno eclatante data la buona componente argillosa nello scheletro francamente sabbioso dei terreni. Le piccole variazioni locali che presentano una componente coesiva sono molto limitate e non influenzano in modo determinante le condizioni al contorno. In questa condizione ci sembra più opportuno assegnare una coesione pressoché zero ai terreni superficiali a tutto vantaggio della sicurezza dell'opera ed in quanto ci si pone in condizioni di effettiva risposta dei terreni alle sollecitazioni indotte. In realtà la componente limoso-sabbiosa avrebbe influenzato l'andamento delle prove di laboratorio inducendo probabilmente a sottostimare il reale comportamento del terreno per il quale sarà lecito attendersi un cedimento iniziale di assestamento geometrico dei grani con un miglioramento delle condizioni di addensamento. Non sono da attendersi cedimenti di consolidazione edometrica per la scarsa frazione fine e quindi i cedimenti saranno essenzialmente limitati al periodo di elevazione degli impalcati

Con le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti possiamo procedere ad una verifica preliminare della capacità portante dei terreni di fondazione e ad una valutazione dei cedimenti teorici che ci si può attendere.

Per il calcolo si rimanda alle tabelle allegate alla relazione che per il tipo di terreno presente può essere realizzato sia da plinti solidalmente collegati che da travi rovesce abbastanza rigide e non eccessivamente larghe. I valori di capacità portante con piano di imposta a 1,5 mt possono essere tranquillamente portate a 1,7 kg/cmq ed in questo caso i cedimenti elastici attesi come peggiore delle modellazioni possibili non superano i 25 mm e di conseguenza pienamente accettabili per strutture simili.

8.0 CONCLUSIONI

L'intervento progettato interessa un'associazione di limi sabbiosi e sabbie limose con ghiaia in profondità a quote variabili. L'area in predicato è stabile e subpianeggiante.

I terreni, a granulometria medio-fine sono sede di falda acquifera che il controllo in corso di perforazione vicine ed analisi di pozzi ha indicato stabilizzarsi attorno ai 5 m di profondità dal p.c. Per i terreni alluvionali, tuttavia, è necessario indicare che anche i terreni superficiali possono talora mostrarsi imbibiti e prossimi alla saturazione in condizioni di eventi meteorici eccezionali. In sede di cantiere sarà pertanto possibile, se i tempi non sono troppo lunghi, eseguire gli scavi senza aggrottamento per assenza di falda a quote di scavo.

Sempre nei terreni alluvionali nell'area è presente uno strato superficiale dello spessore di 6-7 m di limo sabbioso-e sabbie limose da mediamente addensate a ben addensate. Tale orizzonte, che andrà ad interessare i carichi trasmessi dalla futura fondazione, è comunque spazialmente omogeneo e si mostra idonea a sopportare i carichi di progetto fino a 1,7 kg/cmq.

In base alla tipologia dell'insediamento previsto e alle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni studiati si ritiene che sia possibile fare riferimento a fondazioni dirette superficiali che potranno essere di tipo continuo e dimensionate in base alle esigenze progettuali e realizzative verificate dal progettista. Per una prima stima dei valori progettuali da adottare si può fare riferimento alla relazione di calcolo allegata.

Allo Stato dei fatto l'intervento proposto risulta dal punto di vista geologico fattibile anche in condizioni sismiche in quanto la classe di appartenenza di Montesilvano rispetto alla nuova classificazione Nazionale non consente fenomeni di fluidificazione per i terreni in oggetto .

SOMMARIO

1.0 INTRODUZIONE	1
2.0 ASPETTI GEOLOGICI GENERALI	2
3.0 CARATTERI GEOLOGICI E MORFOLOGICI LOCALI	3
4.0 IDROLOGIA ED IDROGEOLOGIA	4
5.0 SERIE DEI TERRENI E LORO CARATTERISTICHE	4
6.0 CONSIDERAZIONI SISMICHE SULLA BASE DELL'O.P.C.M. N.3274 DEL 20 MARZO 2003	6
7.0 FONDAZIONI: CAPACITA' PORTANTE E CEDIMENTI	7
8.0 CONCLUSIONI	8

ALLEGATI

Corografia

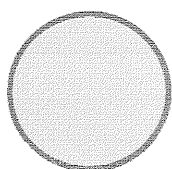
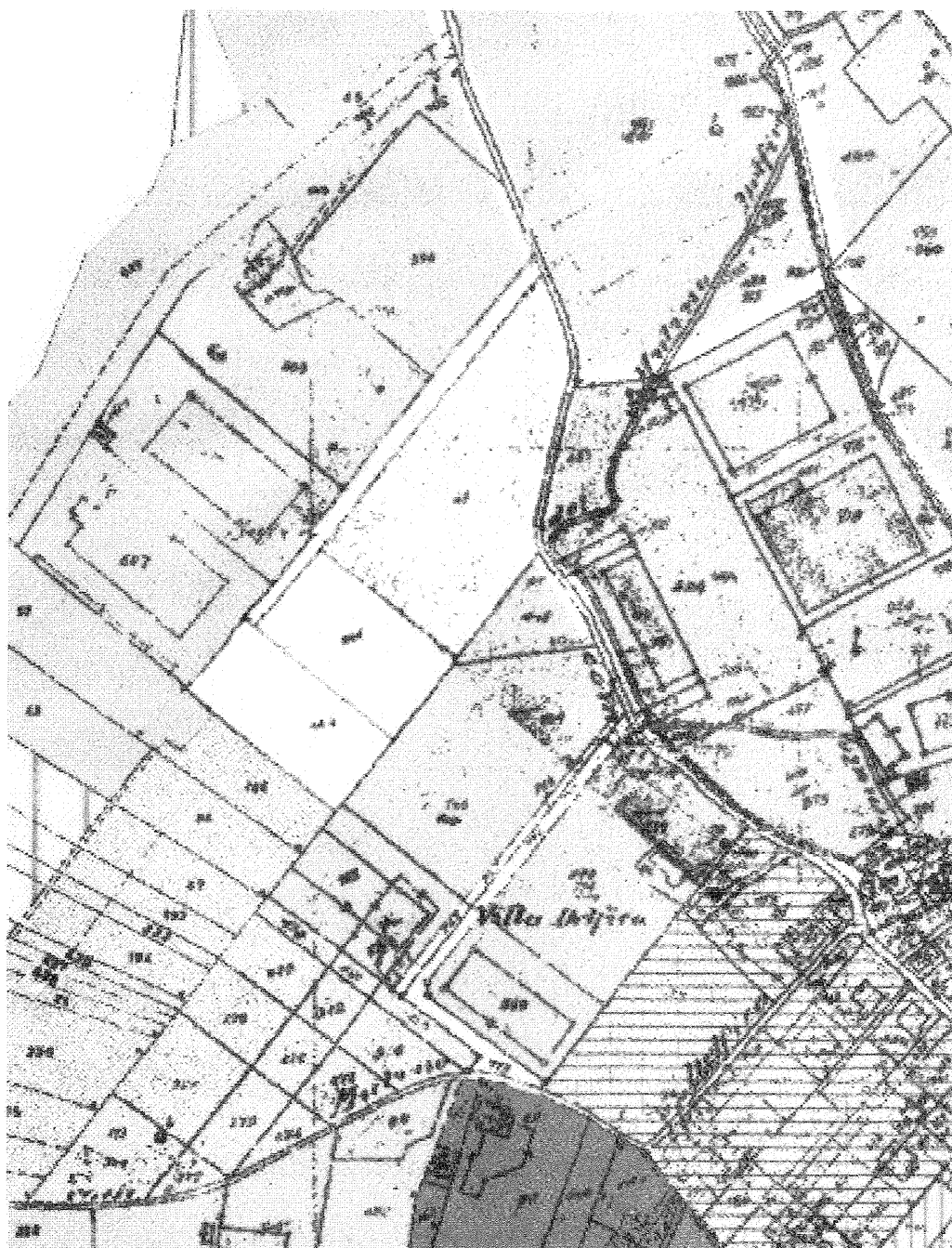
Planimetria catastale

Carta Geologica (scala 1:100000)

Relazione di Calcolo

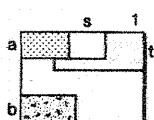
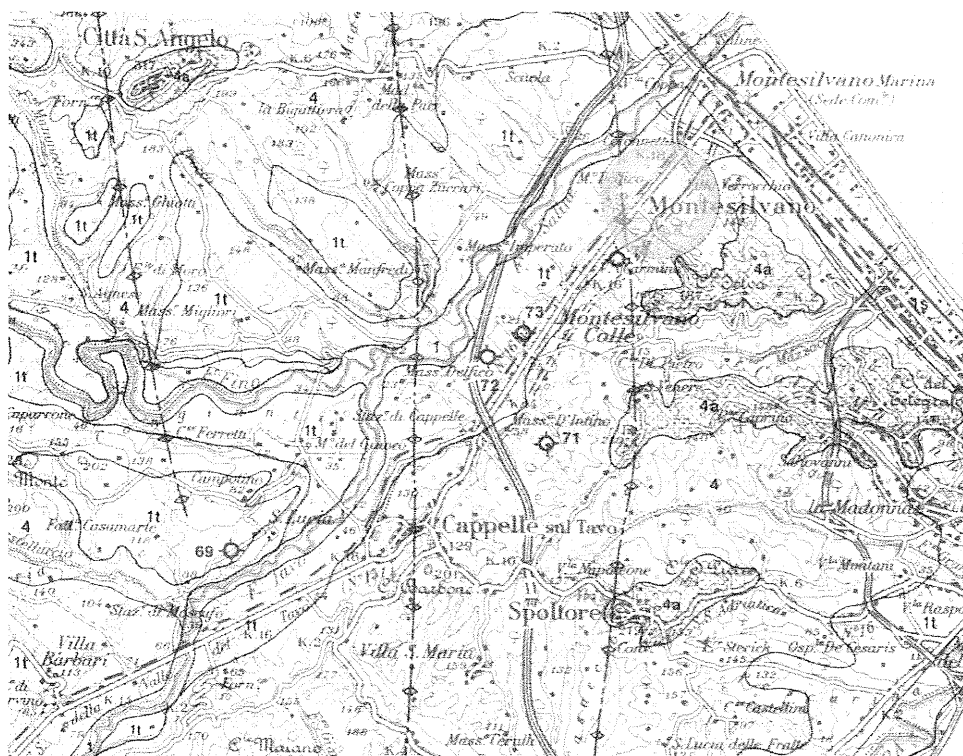
ALLEGATI

PLANIMETRIA CATASTALE



Ubicazione area di studio

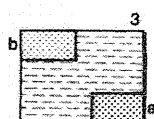
Stralcio della Carta Geologica D'Abruzzo (scala 1:100.000) da Ghisetti e Vezzani; 1998



Depositi lacustri argilloso-limoso-sabbiosi; depositi fluviali e fluvio-glaciali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi; travertini (1). Depositi sabbiosi delle piane costiere (s). Depositi alluvionali terrazzati (t). Detriti di falda e coperture detritico-colluviali; depositi residui; terre rosse (a). Sedimenti morenici (b). *Olocene - Pleistocene superiore*.



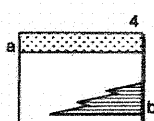
Depositi lacustri argilloso-limoso-sabbiosi; depositi fluviali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi; travertini; calcari concrezionati giallo-ocracei tra Tione e Goriano Valli; tufiti e depositi detritici con livelli piroclatici. *Pleistocene superiore p.p. - Pleistocene medio*. Sedimenti morenici (a). *Pleistocene medio*.



Depositi lacustri argilloso-limoso-sabbiosi; depositi fluviali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi. *Pleistocene medio p.p. - Pliocene?* Breccie calcaree stratificate e ben cementate, con matrice calcarea generalmente rosata (b). *Pleistocene inferiore*. Successione costituita da depositi lacustri argilloso-limosi e sabbiosi passanti verso l'alto a ghiaie e sabbie con lenti di breccie calcaree a tessitura caotica, contenenti blocchi di dimensioni fino a migliaia di metri cubi (a). *Pliocene*.

DISCONTINUITA' STRATIGRAFICA

1. DEPOSITI DELL'AVANFOSSA PLIOCENICA E QUATERNARIA



Successione del Pleistocene inferiore p.p.-Pliocene superiore. Prevalenti peliti di piattaforma passanti verso l'alto a sabbie e conglomerati con facies da litorali a fluvio-deltizie a continentali (a, Vasto, Casalbordino, Chieti, Atri, Tortoreto, Colonnella). Alcune decine di metri sopra la base sono presenti 80-100 m di conglomerati e calcareniti organogene (b, **Conglomerati di Turrialignani**), e lenti di sabbie gialle in *onlap* sulle formazioni sottostanti (San Marco a Nord di Atesa). Zone a *Hyalinia balthica* e a *G. inflata*. Spessore: > 1500 m. *Pleistocene inferiore p.p. - Pleistocene superiore*.

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 11/03/1988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

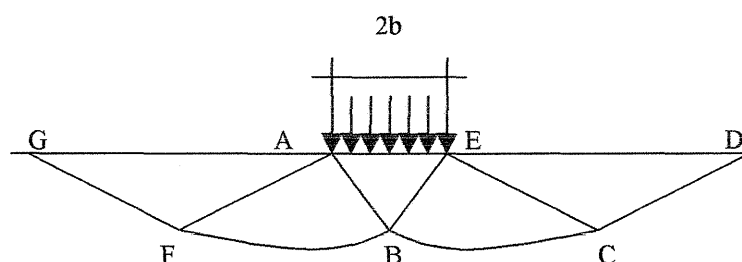
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi \tan \varphi}{2} (45^\circ + \varphi/2) - 1} \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = 2/3 \times \tan \varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi / 2) \tan \varphi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da *Meyerhof* ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da *Meyerhof* sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\text{Carico verticale} \quad q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato} \quad q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45 + \varphi / 2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \varphi / 2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d = R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\alpha = 1 - H / (V + A' c' \cot \alpha')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_1 = Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	3,0 m
Lunghezza fondazione	3,0 m
Profondità piano di posa	1,5 m
Altezza di incastro	1,5 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Acc. massima orizzontale	0,0
Cedimento dopo T anni	10,0
Profondità falda	6,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo

Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,6	1450,0	1870,0	21,0	21	0,0	0,0	0,0	100,0	51,38	0,35	0,003	0,008
6,5	1620,0	1850,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	500,0	69,22	0,34	0,0	0,0
3,9	1870,0	1950,0	32,0	32	0,0	0,0	0,0	150,0	104,9	0,32	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Forza verticale [V]	255037,6 Kg
Forza orizzontale [HB]	0,0 Kg
Forza orizzontale [HL]	0,0 Kg
Eccentricità su B [eB]	0,0 m
Eccentricità su L [eL]	0,0 m

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Forza verticale [V]	5000,0 Kg
Forza orizzontale [HB]	0,0 Kg
Forza orizzontale [HL]	0,0 Kg
Eccentricità su B [eB]	0,0 m
Eccentricità su L [eL]	0,0 m

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	14,72
Fattore Nc	25,8
Fattore Ng	10,94
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,2
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,53
Fattore Dq	1,15
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,6
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	7,63 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,54 Kg/cm ²

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	17,81
Fattore Nc	31,61
Fattore Ng	15,15
Fattore Sc	1,3
Fattore Sg	0,8

Pressione limite	7,09 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,36 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	14,72
Fattore Nc	25,8
Fattore Ng	11,19
Fattore Sc	1,55
Fattore Dc	1,17
Fattore Sq	1,28
Fattore Dq	1,08
Fattore Sg	1,28
Fattore Dg	1,08

Pressione limite	8,5 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,83 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	14,72
Fattore Nc	25,8
Fattore Ng	16,72
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,2
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,53
Pressione limite	8,47 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,82 Kg/cm²

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	14,72
Fattore Nc	25,8
Fattore Ng	16,72
Fattore Sc	1,5
Fattore Dc	1,2
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,47
Fattore Dq	1,15
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,7
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
Carico di progetto [Vd]	5000,00 Kg
Carico limite fondazione [Rd]	776942,70 Kg
Rd >= Vd	Verificato

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	2,84 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,5
Coefficiente di influenza I2	0,02

Coefficiente di influenza Is 0,45

Cedimento al centro della fondazione 10,89 mm

Cedimento al bordo 4,87 mm

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	4,3	0,686	0,961	Edometrico	7,775	0,0	7,775
3	9,05	1,241	0,184	Edometrico	0,684	0,0	0,684

Cedimento totale Wt=8,458 cm

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Profondità significativa Zi (m) 2,302
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi 0
Fattore di forma fs 0
Fattore strato compressibile fh 0
Fattore tempo ft 0
Indice di compressibilità 0
Cedimento 0 mm

