

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

ASPETTI GEOTECNICI

Parte I – Considerazioni generali

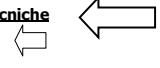
1. Comportamento meccanico dei terreni sotto azioni statiche e dinamiche
2. Principi di progettazione e metodologie di analisi
3. Moti sismici di riferimento

Parte II – Analisi geotecnica del sito

4. Pericolosità ed effetti del sito
5. Risposta sismica locale
6. Liquefazione
7. Stabilità di pendii e dei fronti di scavo

Parte III – Opere geotecniche

8. Fondazioni
9. Fondazioni superficiali
10. Fondazioni su pali
11. Opere di sostegno a gravità
12. Opere di sostegno flessibili
13. Opere in terra rinforzata
14. Costruzioni in sotterraneo e scavi a cielo aperto
15. Costruzioni in terra



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Fondazione: elemento di raccordo fra elevazione e sottosuolo

La progettazione di una fondazione è un tema “di frontiera”, a cavallo fra L’Ingegneria Strutturale ed L’Ingegneria Geotecnica

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Approccio più rigoroso (adottato per opere impegnative)

Analisi globale dell’interazione a tre componenti
elevazione – fondazione – sottosuolo
sottoposto ad un sistema di azioni esterne



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Approccio più diffuso (nella progettazione corrente)

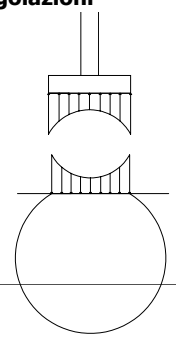
Introducendo alcune semplificazioni:
l’analisi globale del sistema complessivo viene sostituita da analisi parziali di sottosistemi fra loro comunicanti attraverso azioni mutue

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Due diverse angolazioni

Strutturale
risposta concentrata al contorno

Geotecnica
risposta all’interno di un volume significativo di sottosuolo, multistrato, multifase, non lineare, tridimensionale,



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Iter progettuale tradizionale per edifici “normali”

Si introducono due semplificazioni:
Suddivisione del problema di interazione a tre componenti in due problemi a due componenti:

- (A1) interazione elevazione – fondazione
- (A2) interazione fondazione – sottosuolo

Studio in cascata di (A1) e (A2)

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Iter progettuale tradizionale per edifici "normali"

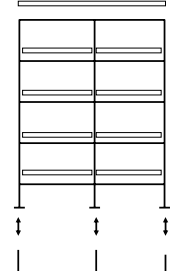
Questo iter progettuale

ampiamente consolidato in campo statico, è di fatto impiegato anche in campo dinamico

(spesso attraverso il metodo delle sottostrutture)

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

(A1) Interazione elevazione – fondazione (in campo statico)



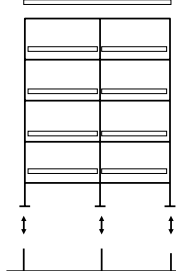
Analisi della sola elevazione, sottoposta a carichi statici, essenzialmente verticali, assumendo vincoli fissi nei punti di innesto elevazione – fondazione, prescindendo dal comportamento del sistema fondazione – sottosuolo

Determinazione

- delle sollecitazioni nella elevazione
- degli "scarichi" in fondazione

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

(A2) Interazione fondazione – sottosuolo (in campo statico)



Impiegando gli "scarichi" in fondazione ottenuti nella precedente fase (A1) si effettuano le:

Verifiche in fondazione

- (ULS) Carico limite (coeff. globale)
- (SLS) Cedimenti
- (SLS) Interazione

Obiettivi


- ULS Sicurezza nei confronti del collasso
- SLS Contenimento dei cedimenti e delle sollecitazioni nelle fondazioni

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Le Fondazioni

Come fondazione si intende l'unità tecnologica che funge da collegamento statico tra edificio e suolo e che ha il compito di trasmettere a terra i carichi imposti alla costruzione.

Definizione (Uni 8290)




» TERRENO

» FONDAZIONE

» STRUTTURA PORTANTE IN ELEVAZIONE

FORMANO UN INSIEME FUNZIONALE CHE DEVE ESSERE CONSIDERATO COME UN INSIEME UNITARIO



Le fondazioni saranno quindi progettate in funzione di:

- » CARATTERISTICHE TECNOLOGICHE E COSTRUTTIVE DELL'ORGANISMO EDILIZIO
- » CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

FONDAZIONI

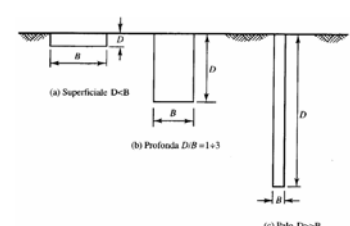
Ogni struttura, non galleggiante, è collegata al terreno e la sua parte strettamente a contatto con col terreno si chiama fondazione.

FASI DI PROGETTO DI UN'OPERA DI FONDAZIONE

- 1) Indagini, rilievi, prove
 - In sito
 - In laboratorio
- 2) Scelta del tipo di fondazione, determinazione del piano di posa.
 - Superficiali
 - Profonde
 - Pali
- 3) Calcoli di verifica
 - Calcolo del carico limite e verifiche di stabilità del complesso terreno-fondazione
 - Calcolo dei cedimenti e relativo decorso nel tempo
- 4) Studio delle modalità esecutive
 - Programma dei lavori, metodi di scavo
 - Sceita dei macchinari e delle attrezzature
- 5) Capitolato speciale preventivo di spesa piano dei controlli
 - Nel corso dei lavori
 - In fase di esercizio

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

SCELTA DELLE FONDAZIONI



(a) Superficial $D=B$

(b) Profonda $D/B=1-3$

(c) Pilo $D \gg B$

Limite convenzionale $D/B=1/3$. la resistenza e la rigidità di un terreno omogeneo aumentano all'aumentare della profondità (numero tensioni efficaci) → le fondazioni profonde incontrano terreni più resistenti e meno deformabili e spesso la punta è spinta su uno strato rigido o formazione rocciosa. Inoltre le tensioni di taglio sulla superficie laterale contribuiscono alla capacità portante. Questo contributo è trascurabile per le fondazioni superficiali. Analisi costi benefici: La soluzione più conveniente può ricercarsi operando sulla struttura, come visto, o sul terreno al fine di migliorarne le caratteristiche di resistenza e rigidità.

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Le Fondazioni

Le fondazioni dirette vengono anche indicate come:
FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENO RESISTENTE POCO PROFONDO.
 Rappresentano il tipo più semplice ed economico tra tutti i sistemi di fondazione e vengono classificate in funzione della modalità di trasmissione del carico al terreno in:
 - **FONDAZIONI CONTINUE**, che trasmettono al terreno carichi distribuiti su superfici CONTINUE ed ESTESE su TERRENI RESISTENTI POCO PROFONDI e/o TERRENI INCOERENTI DI SCARSA RESISTENZA
 - **FONDAZIONI DISCONTINUE**, che trasmettono al terreno carichi distribuiti su superfici RIDOTTE e LIMITATE su TERRENI RESISTENTI POCO PROFONDI

Fondazioni continue a PLATEA Fondazione continua a TRAVE ROVESCIA Fondazione discontinua a PILINO ISOLATO

FONDAZIONI SUPERFICIALI

trave rovescia
ferri di armatura
reazioni del terreno

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

Sicurezza e prestazioni → STATO LIMITE ULTIMO

6.4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)
 Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli **stati limite ultimi** delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di **stabilità globale del pendio** includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
- **SLU di tipo strutturale (STR)**
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

Sicurezza e prestazioni → STATO LIMITE ESERCIZIO

6.2.3.3 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)
 Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascuno stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (6.2.7)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

6.4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) FONDAZIONI SUPERFICIALI
 Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

Sicurezza e prestazioni → STATO LIMITE ULTIMO

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:
 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.1 e 6.2.2 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.1 per le resistenze globali.

La rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.1, 6.2.2 e 6.4.1, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:
 - Combinazione 1: (A1+M1+R1)
 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:
 (A1+M1+R3).

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali γ_p per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_p = 1.0$	$\gamma_p = 1.8$	$\gamma_p = 2.5$
Scorrimento	$\gamma_p = 1.0$	$\gamma_p = 1.1$	$\gamma_p = 1.1$

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

Sicurezza e prestazioni → STATO LIMITE ULTIMO

Coefficienti Parziali per le Azioni nelle Verifiche allo SLU

	Coefficiente γ_p	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorabili	0.9	1.0	1.0
	sfavorabili	1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorabili	0.0	0.0	0.0
	sfavorabili	1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorabili	0.0	0.0	0.0
	sfavorabili	1.5	1.5	1.3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti pontici) siano convenientemente definiti, si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.11 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_{ϕ}	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_s$	γ_{ϕ}	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_s	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_u	γ_u	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_s	1.0	1.0

- Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagenti con le fondazioni (GEO), riguardano:
 - il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa.
- Tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.
- Il progetto delle fondazioni superficiali deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono la fondazione stessa (STR). In questo caso l'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato.

APPROCCIO 1

Nelle verifiche agli STATI LIMITE ULTIMI per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considerano meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagenti con le fondazioni.

L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

Nelle verifiche agli STATI LIMITE ULTIMI finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione.

L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate.

Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

APPROCCIO 2

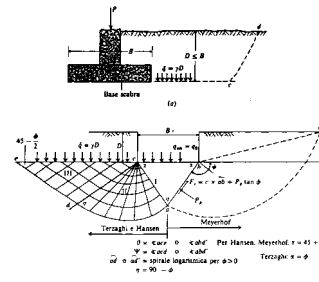
Nelle verifiche effettuate seguendo l'approccio progettuale 2, le azioni di progetto in fondazione derivano da un'unica analisi strutturale condotta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

Nelle verifiche agli STATI LIMITE ULTIMI per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considerano meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagenti con le fondazioni.

L'analisi può essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento che ne produce il collasso per scorrimento. Essi vengono utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO.

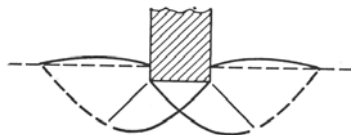
Nelle verifiche agli STATI LIMITE ULTIMI finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi di fondazione. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente γ_R e si procede perciò come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1.

Sicurezza e prestazioni → STATO LIMITE ULTIMO



Verifica allo stato limite ultimo (ULS)

- Carico limite: volume di rottura



Collasso per rottura generale

Deve essere verificato che sotto le sollecitazioni di calcolo il terreno sia stabile e non presenti deformazioni permanenti incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura.

Carico Limite: Formula Generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma} \alpha_{\gamma} + c' N_c \alpha_c + q N_q \alpha_q$$

$$\text{Fattori di capacità portante } N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\frac{2c' \tan \phi'}{\sigma'_{1-3}}} \quad N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

Prandtl, 1921 Vesic, 1970 Prandtl, 1921

Coefficienti correttivi

$$\alpha_{\gamma} = i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \quad \alpha_c = i_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c \quad \alpha_q = i_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Coeff. di inclin. del carico (Vesic, 1970) Coeff. di forma (De Beer, 1967) Inclinaz. p. c. (Brinch-Hansen, 1970)

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{V}{(N + B' L' c' \tan \phi')} \right]^{(1-\sin \phi')}$$

$$i_c = i_{\gamma} \cdot (1 - i_{\gamma}) (N_q \tan \phi')$$

$$i_q = \left[1 - \frac{V}{(N + B' L' c' \tan \phi')} \right]^{(1-\sin \phi')}$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4(B'/L')$$

$$s_c = 1 + (B'/L') (N_q/N_c)$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi'$$

$$b_{\gamma} = R_{\gamma}$$

$$b_c = R_c - (1 - R_c) (N_q \tan \phi')$$

$$b_q = (1 - \tan \phi')^2$$

$$\text{Coeff. di affondamento} \quad d_{\gamma} = 1$$

$$d_c = d_{\gamma} - (1 - d_{\gamma}) (N_q \tan \phi') \quad \text{Vesic, 1973}$$

$$d_q = 1 - 2(D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \quad \text{Brinch-Hansen, 1970}$$

$$b_{\gamma} = b_q$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) (N_q \tan \phi')$$

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi')^2$$

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Verifica a carico limite di fondazioni superficiali

Verifica secondo la Normativa attuale (DM 11.III.88)

Per la componente verticale unitaria il valore limite è dato dalla nota formula trinomia

$$q_{v,lim} = \bar{c}_q \bar{c}_q N_q q + \bar{c}_c \bar{c}_c N_c c + \bar{c}_\gamma \bar{c}_\gamma N_\gamma \gamma \frac{B}{2}$$

(Prandtl/Terzaghi/Vesic/Brinch-Hansen & co.)

valida per:

rottura generale, fondazione rettangolare, piano di posa e di campagna orizzontali

N_q, N_c, N_γ = coefficienti funzione di ϕ (carico nastriforme, verticale, centrato)
 $\bar{c}_q, \bar{c}_c, \bar{c}_\gamma$ = coefficienti di forma
 $\bar{c}_q, \bar{c}_c, \bar{c}_\gamma$ = coefficienti di inclinazione del carico
 B' = larghezza ridotta per tenere conto dell'eccentricità ($B' = B - 2e$)

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

SICUREZZA NELLA PROGETTAZIONE TRADIZIONALE

ULS : la sicurezza è contemplata nel coefficiente globale di sicurezza delle verifiche in fondazione

↓

- Non vi sono coefficienti parziali su carichi e su altre azioni
- Non si considerano coefficienti parziali su caratteristiche di resistenza del terreno

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

RENATO LANCELLOTTA
 DOTTORE DI SCIENZE DELLA COSTRUZIONE
 DEL POLITECNICO DI TORINO

ELEMENTI DI GEOTECNICA

CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

LIBRERIA EDITRICE UNIVERSITARIA LEVROTTO & BELLA
 C.so Vittorio Emanuele 26/F - TORINO - C.so Luigi Einaudi 57

RENATO LANCELLOTTA
 GEOTECNICA
 ZANICHELLI

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Carico Limite di Fondazioni Superficiali

Meccanismo di Rottura

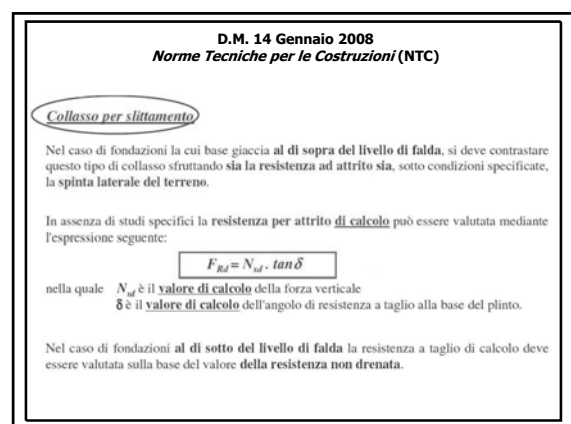
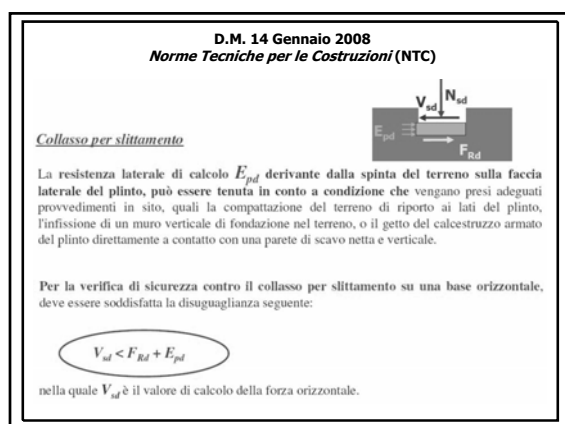
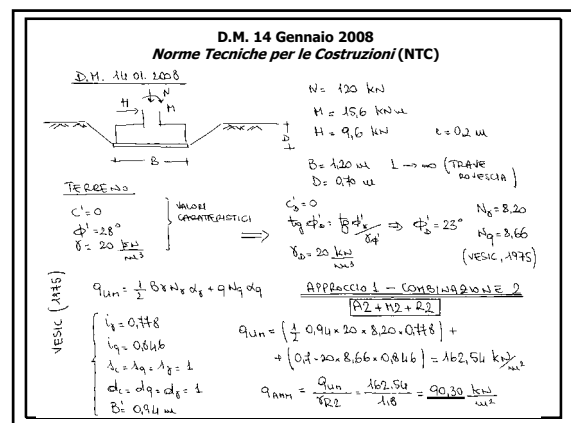
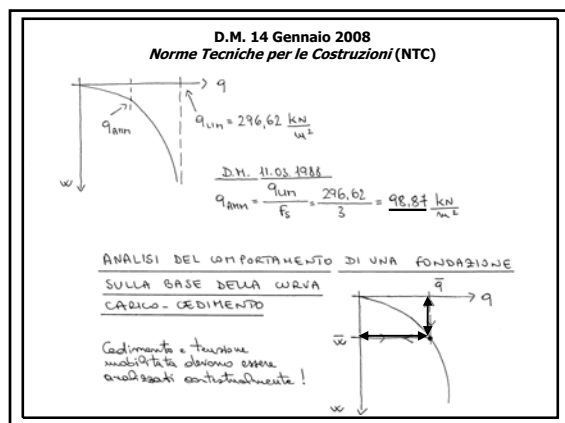
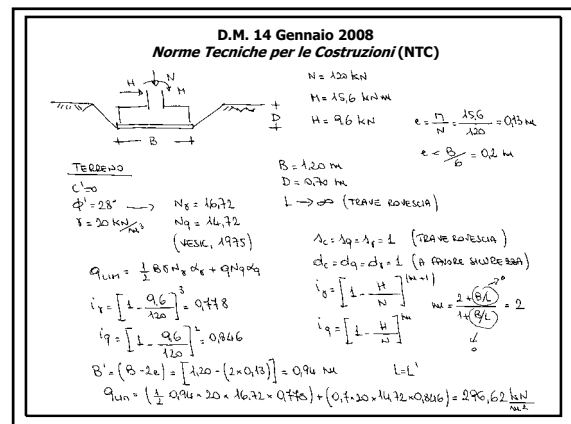
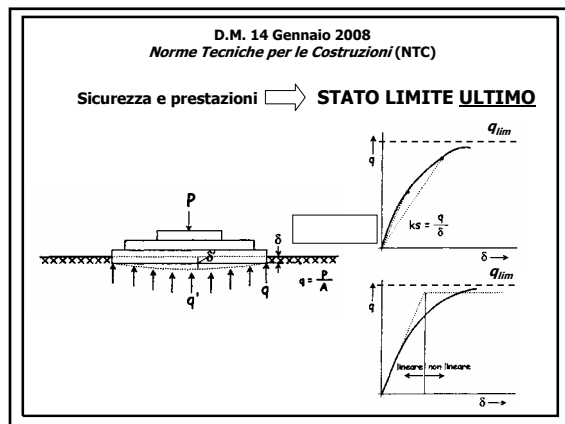
Definizione Carico Limite

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Valutazione Sperimentale del Carico Limite di Fondazioni Superficiali

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Valutazione Sperimentale del Carico Limite di Fondazioni Superficiali



Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Interazione terreno-struttura sotto scossa sismica

Sistemi a grado di **complessità crescente**:

Assenza della struttura

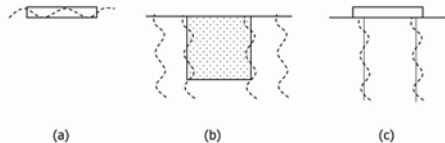
Sistema costituito solo da un deposito di terreno investito da onde sismiche note su un affioramento rigido o su un substrato rigido

Il moto **free field** in superficie viene ottenuto dallo studio della *Risposta Sismica Locale* (RSL)

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Interazione terreno-struttura sotto scossa sismica

Sistema **appena più complesso**:
fondazione immersa nel sottosuolo, priva di una struttura in elevazione



(a) (b) (c)

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Interazione terreno - struttura sotto scossa sismica

Il moto sismico proveniente dal substrato rigido pone in vibrazione il sistema globale:

Le forze di inerzia che si destano nella struttura in **elevazione** impegnano il sistema **fondazione – terreno** (Interazione Inerziale)

D.M. 14 Gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)

Stato Limite di Danno

In aggiunta all'analisi della sicurezza del complesso fondazione-terreno rispetto allo **stato limite ultimo**, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, devono essere valutati gli **spostamenti permanenti** indotti dal sisma, verificando che essi siano accettabili per la fondazione e siano compatibili con la **funzionalità dell'intera opera**.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
Bozza di Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni

La valutazione delle azioni trasmesse dalla struttura in elevazione *alla fondazione* deriva dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la *sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche*. Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura in elevazione si può tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'**interazione cinematica** fondazione-terreno.

L'*azione del sisma* si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Metodo delle sottostrutture

Decomposizione dello spostamento relativo elevazione – fondazione in 2 aliquote:

CINEMATICA ED INERZIALE

Metodo delle sottostrutture:
Interazione Cinematica

Studio del sistema **terreno – fondazione**, connesso ad una elevazione **priva di massa**

Azione sismica esterna al sistema: moto al **bedrock**

Si determinano
gli **spostamenti cinematici** e
le **sollecitazioni in fondazione** ad essi connesse

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Metodo delle sottostrutture:
Interazione Inerziale

Studio della **elevazione** connessa ad un sistema fondazione – terreno privo di massa

Azione sismica esterna: spostamenti cinematici determinati nella fase precedente

Si determinano
gli **spostamenti inerziali** e
le **sollecitazioni in fondazione** ad essi connesse

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

**Metodo delle sottostrutture:
Interazione Cinematica e Inerziale**

Le **sollecitazioni compressive** agenti in **fondazione** si ottengono **sommando** le aliquote determinate nelle **due fasi di analisi**

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Metodi di analisi dell'influenza dell'inerzia del terreno sulla capacità portante

- Richard *et al.*, (1993)
- Paolucci & Pecker, (1997)
- Kumar & Mohan Rao, (2002)
- EC8, (2003)

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

**Verifica a carico limite ultimo
Richards *et al.* (1993)**

$N_q = \frac{K_p}{K_a}$; $N_\gamma = (N_q - 1) \tan \rho_d$; $N_c = (N_q - 1) \cot g \varphi$

Meccanismo di collasso semplificato

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

**Verifica a carico limite ultimo
Richards *et al.* (1993)**

$\tan \theta = \frac{k_h}{(1 - k_v)}$

Valori delle inclinazioni ρ e dei coefficienti di spinta K

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

**Verifica a carico limite ultimo
Richards *et al.* (1993)**

Acceleration Intensity $\tan \delta = \frac{k_h}{1 - k_v}$ (1)	Seismic Bearing-Capacity Factors			Ratios of Seismic to Static Bearing-Capacity Factors		
	N_{qE} (2)	$N_{\gamma E}$ (3)	N_{cE} (4)	N_{qE}/N_{qs} (5)	$N_{\gamma E}/N_{\gamma s}$ (6)	N_{cE}/N_{cs} (7)
0	16.51	23.76	26.86	1.00	1.00	1.00
0.807	12.86	15.34	20.55	0.78	0.65	0.77
0.176	9.84	9.45	15.31	0.60	0.40	0.57
0.268	7.30	5.36	10.91	0.44	0.23	0.41
0.364	5.12	2.61	7.14	0.31	0.11	0.27
0.466	3.21	0.88	3.83	0.19	0.04	0.14
0.577	1.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00

Coefficienti di carico limite in condizioni di scossa sismica

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

**Verifica a carico limite ultimo
Paolucci e Pecker (1997)**

$q_{lim,e} = v_h \cdot v_e \cdot v_i \cdot q_{lim,s}$

$v_h = \left(1 - \frac{V}{0.85 \cdot N}\right)^3$ (Forza orizzontale del carico)

$v_e = \left(1 - \frac{e_B}{0.5 \cdot B}\right)^{1.8}$ (Eccentricità del carico)

$v_i = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35}$ (Inerzia del terreno)

$k_h = (a_g/g) \cdot S < \tan \varphi$

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Verifica a carico limite ultimo Paolucci e Pecker (1997)

$$v_i = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35}$$

Condizione necessaria per utilizzare v_i è che sia:

$$k_h = (a_g/g) \cdot S < \tan \varphi \quad (*)$$

Per la vecchia Normativa Sismica Italiana (D.M. 16/01/1996) si aveva:

$$k_{h,max} = [(a_g/g) \cdot S]_{max} = 0.1 \times 1.3 = 0.13$$

per cui la (*) era sempre verificata.

Progettazione strutturale e geotecnica sulla base delle normative più recenti

Formula proposta dall'EC8 (2003)

Annex F

Capacità portante sismica delle fondazioni nastriformi

$$\frac{\left(1 - e F^*\right)^{c_T} \left(\beta V^*\right)^{c_T}}{\left(N^*\right)^d \left[\left(1 - m F^{*k}\right)^{k'} - N^*\right]^b} + \frac{\left(1 - f F^*\right)^{c_M} \left(\gamma M^*\right)^{c_M}}{\left(N^*\right)^c \left[\left(1 - m F^{*k}\right)^{k'} - N^*\right]^d} - 1 \leq 0$$

dove:

F^* = Forza d'inerzia del terreno

$$N^* = \gamma_{Rd} \cdot N_{Ed} / N_{max} \quad V^* = \gamma_{Rd} \cdot V_{Ed} / N_{max} \quad M^* = \gamma_{Rd} \cdot M_{Ed} / N_{max}$$

2nd BGA International Conference on Foundations
University of Dundee - Scotland, 24 - 27 June 2008

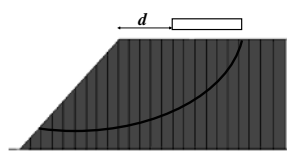
BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS NEAR SLOPES: STATIC ANALYSIS

BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS NEAR SLOPES: SEISMIC ANALYSIS

F. CASTELLI
Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering University of Catania, ITALY

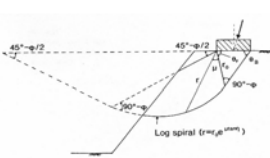
E. MOTTA
Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering University of Catania, ITALY

2nd BGA International Conference on Foundations
University of Dundee - Scotland, 24 - 27 June 2008



When a footing is placed near the edge of a sloping ground the bearing capacity may be reduced. The failure mechanism is influenced by the distance d of the foundation from the edge of the sloping ground.

If the footing is far enough from the edge, the failure mechanism will be not affected by the slope, and the failure surface reaches the ground in the horizontal plane.



2nd BGA International Conference on Foundations
University of Dundee - Scotland, 24 - 27 June 2008

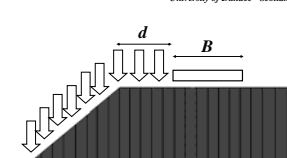
- The bearing capacity of a vertically loaded shallow foundation in plane strain conditions is generally evaluated by the superposition formula proposed by Terzaghi (1943).
- The ultimate load that the soil foundation can sustain is expressed by the linear combination of the three bearing capacity factors N_c , N_q and N_γ which depend on the friction angle of the soil:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

- Further solutions for the bearing capacity were given in a more general form, taking into account, by means of corrective factors, of the shape of the foundation, of the load and ground inclination and of the depth and inclination of the bearing surface:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot (\alpha_\gamma) + c \cdot N_c \cdot (\alpha_c) + q \cdot N_q \cdot (\alpha_q)$$

2nd BGA International Conference on Foundations
University of Dundee - Scotland, 24 - 27 June 2008

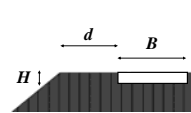


Bearing capacity correction factors for a strip footing resting near a sloping ground can be considered:

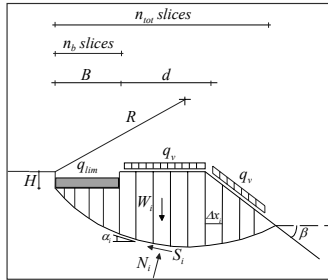
$$\frac{N_c^*}{N_c} \quad \frac{N_q^*}{N_q} \quad \frac{N_\gamma^*}{N_\gamma}$$

Bearing capacity correction factors are given as a function of the friction angle of soil, of the slope angle, and of the ratio d/B between the distance from the edge of the slope and the width of the footing.

The depth effects (H) for an embedded footing are also investigated.



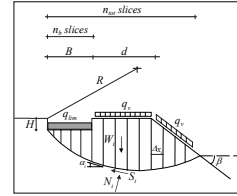
- The method of analysis is based on the Limit Equilibrium Technique.
- The failure mechanism is a circular surface which, from the foundation, propagates until the sloping ground is reached.



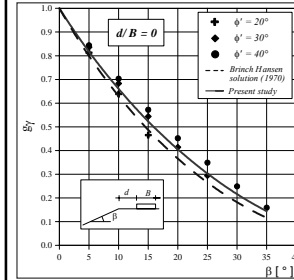
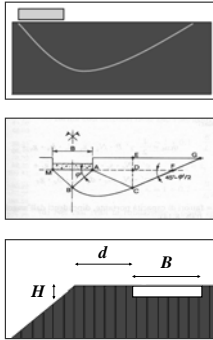
- The bearing capacity is investigated considering both the effects of the distance of the footing from the edge of the slope (d) and of the footing embedment (H).
- The normal force N_i acting at the slice base (i.e. and N_i the resultant of effective normal stress acting at the base of the slices) can be derived by the Bishop's method (1955):

$$N_i = \frac{q_{lim} \Delta x_i + W_i - c \Delta x_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi} \quad (\text{slices } i = 1 \text{ to } n_b)$$

$$N_i = \frac{q_v \Delta x_i + W_i - c \Delta x_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi} \quad (n_{b+1} \leq i \leq n_{tot})$$



- If the footing is far enough from the edge, the failure mechanism will be not affected by the slope.
- When the distance increases, the correction factors become closer and closer to 1 for a not embedded footing.
- For a depth ratio H/B greater than zero, the correction factors become greater than 1, because of the depth effect which increases the limit load.
- Greater is the friction angle of the soil, greater is the distance at which the effect of the sloping ground vanishes.
- There is a distance at which the effect of the sloping ground is negligible (threshold distance d_f).

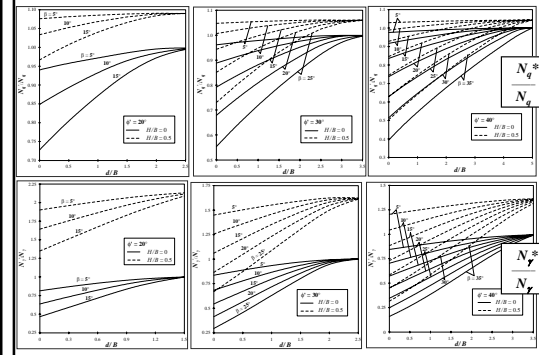
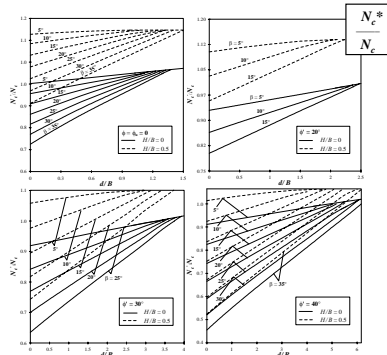


Despite of the simplified mechanism, results are in a very good agreement with the well known Brinch Hansen's solution (1970).

The ground factors g_f derived by assuming the distance d equal to zero and the slope angle $\beta > 0$, has been evaluated for three different friction angles:

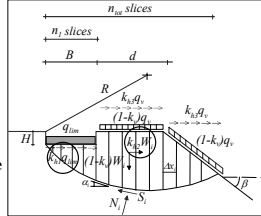
$$\phi = 20^\circ - 30^\circ - 40^\circ$$

According to the Brinch Hansen solution we have:
 $g_f = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$, while in the present study we obtain:
 $g_f = (1 - 0.5 \tan \beta)^{4.5}$



SEISMIC ANALYSIS

- The seismic bearing capacity of a strip footing under seismic conditions is investigated with the pseudo static method.
- Both inertial and kinematic effects of the seismic loading have been analyzed in the evaluation of the bearing capacity.



$$N_i = \frac{q_{lim} \Delta x_i + W_i (1 - k_v) - c \Delta x_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi} \quad (\text{slices } i = 1 \text{ to } n_i)$$

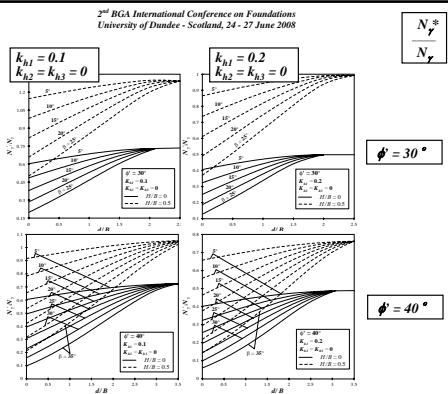
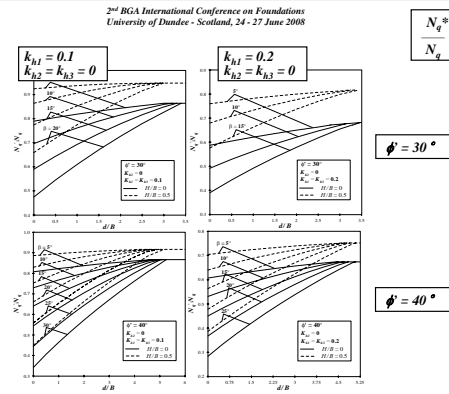
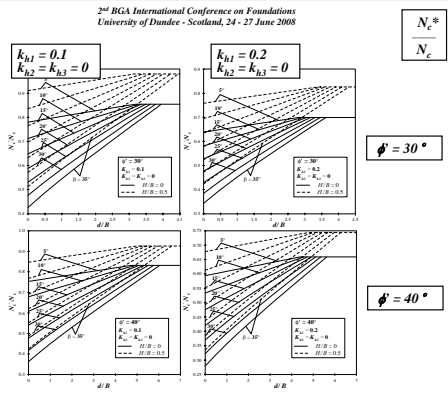
$$N_i = \frac{q_v (1 - k_v) \Delta x_i + W_i (1 - k_v) - c \Delta x_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi} \quad (n_i + 1 \leq i \leq n_{tot})$$

PARAMETRIC ANALYSIS

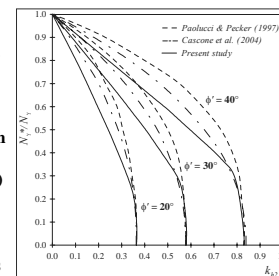
- A parametric analysis was carried out assuming a friction angle of the soil varying in the range 0° (for undrained analysis) up to 40° .
- The angle of the slope near the footing was varied in the range 5° to 35° .
- The limit values of β for $k_v = 0$ and $\phi' = 20^\circ - 30^\circ$ and 40° are:

ϕ'	k_{h2}, k_{h3}			
	0.1	0.2	0.3	0.4
20°	14.29°	8.69°	3.30°	-
30°	24.29°	18.69°	13.30°	8.19°
40°	34.29°	28.69°	23.30°	18.19°

Limit values of β



- Referring to the kinematic effect due to the inertia of the soil mass (seismic coefficient k_{h2}), a good agreement can be observed between the results of the present study (for $\beta = 0^\circ$), those produced by Paolucci & Pecker (1997) with the limit analysis and those found by Cascone *et al.* (2004) with the method of characteristics.
- The reduction of the bearing capacity is presented in terms of the ratio N_q^*/N_f as a function of k_{h2} .

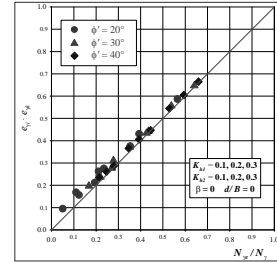


- The combined effects of soil and structure inertia can be taken into account by using the overlapping of the effects principle.
- In this case, at the same way as found by Paolucci & Pecker (1997) and Cascone *et al.* (2004), the bearing capacity of the soil self weight under both the seismic loading due to the coefficients k_{h1} and k_{h2} , can be evaluated through the following equation:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma e} \approx \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma} e_{\gamma i} e_{\gamma k}$$

- N_{γ} = bearing capacity factor reduced by both acting the coefficients k_{h1} and k_{h2} ;
- N_{γ} = static bearing capacity factor;
- $e_{\gamma} = N_{\gamma}^* / N_{\gamma}$ bearing capacity ratio for structure inertia only ($k_{h1} > 0, k_{h2} = k_{h3} = 0$);
- $e_{\gamma}^* = N_{\gamma}^* / N_{\gamma}$ bearing capacity ratio for soil mass inertia only ($k_{h2} > 0, k_{h1} = k_{h3} = 0$).

- When the seismic coefficients k_{h1} and k_{h2} are small, there is not a significant difference between the ratio $N_{\gamma}^* / N_{\gamma}$ and the product $(e_{\gamma}^* e_{\gamma})$
- When the seismic coefficients are high enough to produce a great reduction of the limit load, one can find a great difference in using the ratio $N_{\gamma}^* / N_{\gamma}$ ratio instead of the product $(e_{\gamma}^* e_{\gamma})$
- When the footing is far enough from the edge, the failure mechanism will be not affected by the slope, and the reduction of the bearing capacity will be produced only to the seismic loading.



Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Bozza di Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti (**cedimenti**) del piano di posa. Si definisce **cedimento differenziale** la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti.

In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i **cedimenti immediati** e i **cedimenti differiti**. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici.

I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con **metodi empirici o analitici**.

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli **caratteristici** e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

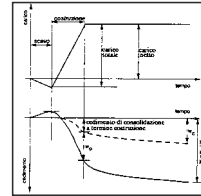
Sulla base della previsione dei cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal **comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto**. Qualora il manufatto in progetto possa influire sul comportamento statico e sulla funzionalità di **manufatti adiacenti**, il giudizio di ammissibilità deve essere esteso a questi ultimi.

Verifica a stato limite di esercizio

Deve essere verificato che sotto le sollecitazioni di calcolo il terreno sia stabile e non presenti deformazioni permanenti incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura.

$$w_{calc} < w_{amm}$$

$$w_{calc} = w_0 + w_{cI} + w_{cII}$$



- w_0 = cedimento immediato o distortionale;
- w_{cI} = cedimento di consolidazione primaria (o di volume);
- w_{cII} = cedimento di consolidazione secondaria.



Cedimento dovuto all'azione sismica

Nei terreni a grana grossa l'azione sismica può dar luogo ad un cedimento di fondazione dovuto all'addensamento del terreno o all'incremento Δu della pressione interstiziale, tanto più importante quanto più bassa è la permeabilità del terreno.

Nei terreni a grana fine l'azione sismica può dar luogo ad un cedimento di fondazione dovuto all'incremento Δu della pressione interstiziale, la cui dissipazione nel tempo comporta l'insorgere di un vero e proprio processo di consolidazione primaria.

$$w_{calc} = w_0 + w_{cI} + w_{cII} + w_{sism}$$

w_{sism} = cedimento dovuto all'azione sismica.

Per un'analisi in campo dinamico occorre effettuare degli studi di

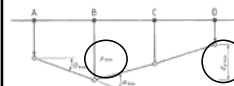
Interazione Dinamica Terreno - Struttura



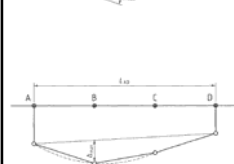
Valori ammissibili dei cedimenti di fondazione

Le Norme Tecniche non forniscono precise indicazioni.

L'EC7 (2003) affronta il problema nell'Allegato H (*Limiting values of structural deformation and foundation movement*).



- ρ = cedimento assoluto
- δ_ρ = cedimento differenziale
- θ = rotazione
- α = deformazione angolare



- ω = rotazione globale
- β = rotazione relativa
- Δ = inflessione
- Δ/L = rapporto di inflessione



INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA IN CAMPO PSEUDO-STATICO E DINAMICO

Approcci d'indagine:

- **Approcci analitici (approssimati)** \Rightarrow *Metodi delle situazioni limite
Metodi della rigidezza equivalente
Metodo delle impedenze*
- **Modelli di laboratorio** \Rightarrow *Test su tavola vibrante
o in centrifuga*
- **Analisi numeriche** \Rightarrow *Uso di codici FEM,
BEM, FDM, DEM*