

Interazione terreno - struttura

Fabio M. Soccodato

Associato di Geotecnica
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale e di Architettura
Università di Cagliari

Sommario

Introduzione

Generalità sui problemi di interazione terreno struttura

Requisiti e criteri generali di progetto di una fondazione

Fondazioni superficiali

Aspetti geotecnici

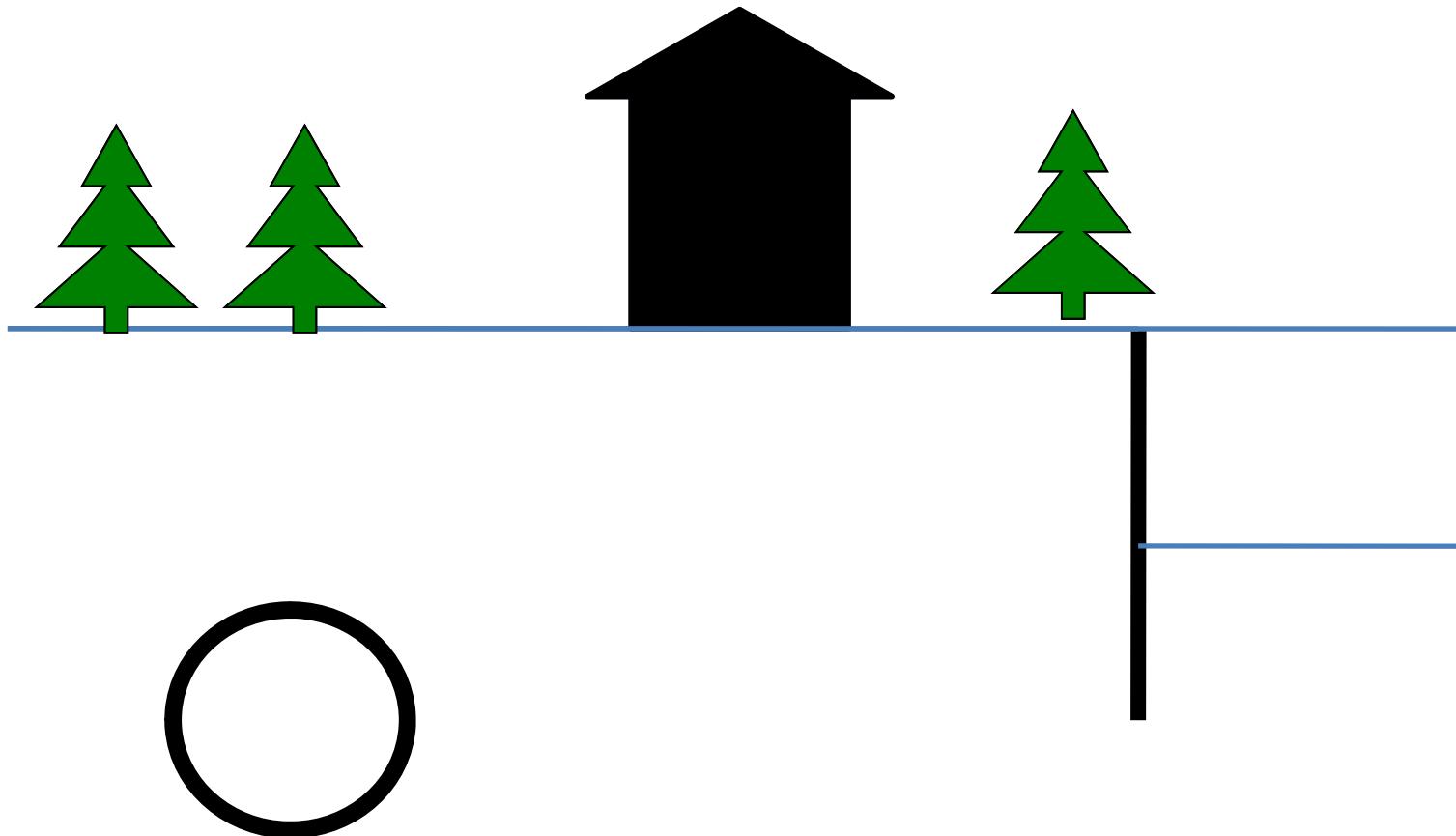
Aspetti strutturali e fenomeni di interazione terreno-struttura

Conclusioni

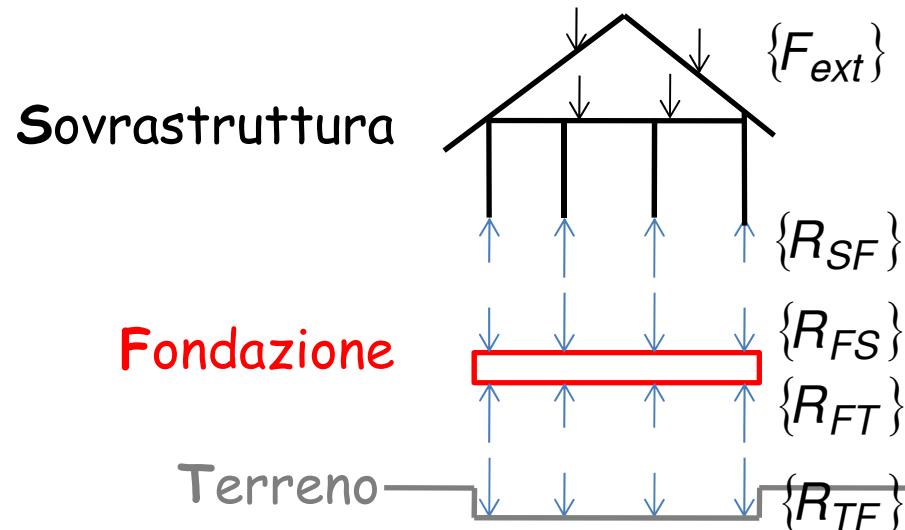
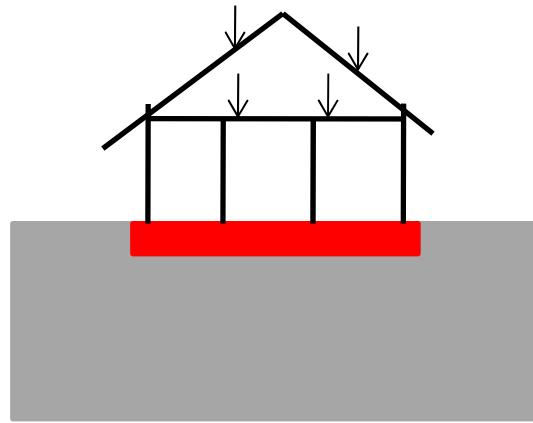
Interazione terreno - struttura

Nuove opere

Opere esistenti



Interazione terreno - fondazione - sovrastruttura



$$[K_S]\{\delta_S\} = \{F_{ext}\} + \{R_{SF}\}$$

$$[K_F]\{\delta_F\} = \{R_{FS}\} + \{R_{FT}\}$$

$$[K_T]\{\delta_T\} = \{R_{TF}\}$$

K: matrice di rigidezza;

δ : spostamenti (generalizzati);

F e R: Forze (generalizzate).

$$\text{equilibrio: } \{R_{SF}\} + \{R_{FS}\} = 0$$

$$\{R_{FT}\} + \{R_{TF}\} = 0$$

$$\text{congruenza: } \{\delta_S\} = \{\delta_F\} = \{\delta_T\} = \{\delta\}$$

$$\{\delta\} = [K_G]^{-1} \{F_{ext}\}$$

$$[K_G] = [K_S] + [K_F] + [K_T]$$

Interazione terreno - fondazione - sovrastruttura

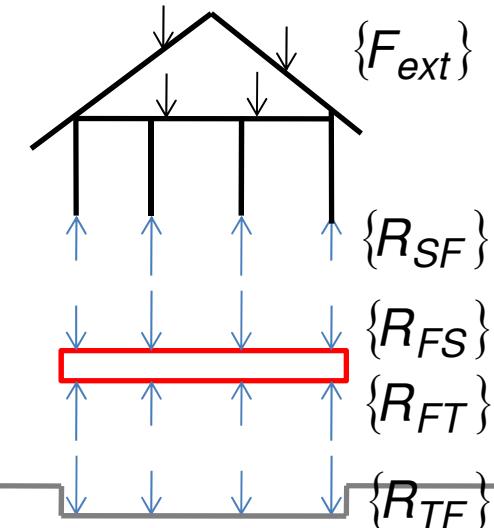
$$\{\delta\} = [K_G]^{-1} \{F_{ext}\}$$

$$[K_G] = [K_S] + [K_F] + [K_T]$$

Sovrastruttura

Fondazione

Terreno



L'analisi del problema di interazione richiede quindi:

- la scelta di modelli di comportamento 'adeguati' per la sovrastruttura, la fondazione e il terreno;
- la scelta del metodo risolutivo.
- A parità di distribuzione dei carichi, la soluzione dipende dalle rigidezze relative tra sovrastruttura, fondazione e terreno;
- Le sollecitazioni nella sovrastruttura e in fondazione dipendono quindi dai fenomeni di interazione sovrastruttura-fondazione terreno.

Interazione terreno - fondazione - sovrastruttura

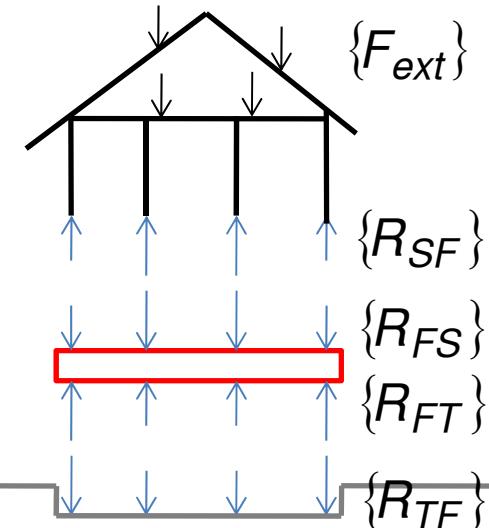
$$\{\delta\} = [K_G]^{-1} \{F_{ext}\}$$

$$[K_G] = [K_S] + [K_F] + [K_T]$$

Sovrastruttura

Fondazione

Terreno



Come (e quando) tenere conto, nella progettazione, dei fenomeni di interazione sovrastruttura-fondazione terreno ?

Modelli 3D completi (sovrastruttura+fondazione+terreno), sempre che i leggi di comportamento dei materiali (strutture e terreno) siano soddisfacenti, appaiono non giustificati nella pratica progettuale.

Nel progetto di una fondazione (come della maggior parte delle opere di ingegneria civile) occorre servirsi di:

1) Modelli e metodi di analisi ('ASTRAZIONE')

2) Evidenze sperimentali (REALTA')

E' lo studio delle esperienze acquisite (dati e studi raccolti nella letteratura tecnica) che deve guidare la scelta dei modelli e dei metodi di analisi più 'appropriati', comprendendone vantaggi e limiti di utilizzo;

Con l'aumentare dei dati e degli studi raccolti nella letteratura tecnica, i modelli e i metodi di analisi 'convenzionali' possono quindi essere cambiati, modificati, innovati, in modo da risultare sempre più 'appropriati'.

Requisiti prestazionali di una fondazione

Garantire il soddisfacimento delle verifiche SLU e SLE richieste dalla normativa nei riguardi di:

- 1) **Azioni trasmesse dalla struttura in elevazione** (carichi statici, dinamici, sismici (interazione inerziale), ...)
- 2) **Azioni conseguenti a deformazioni che si sviluppano nel terreno**, indotte da fenomeni quali consolidazione, rigonfiamento, spostamenti dovuti a realizzazione di altre opere (edifici limitrofi, scavi, gallerie), effetti sismici (interazioni cinematica), ...

NTC: azioni

2.5.1.3 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

- a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- b) *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

NTC: combinazione delle azioni e SL

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

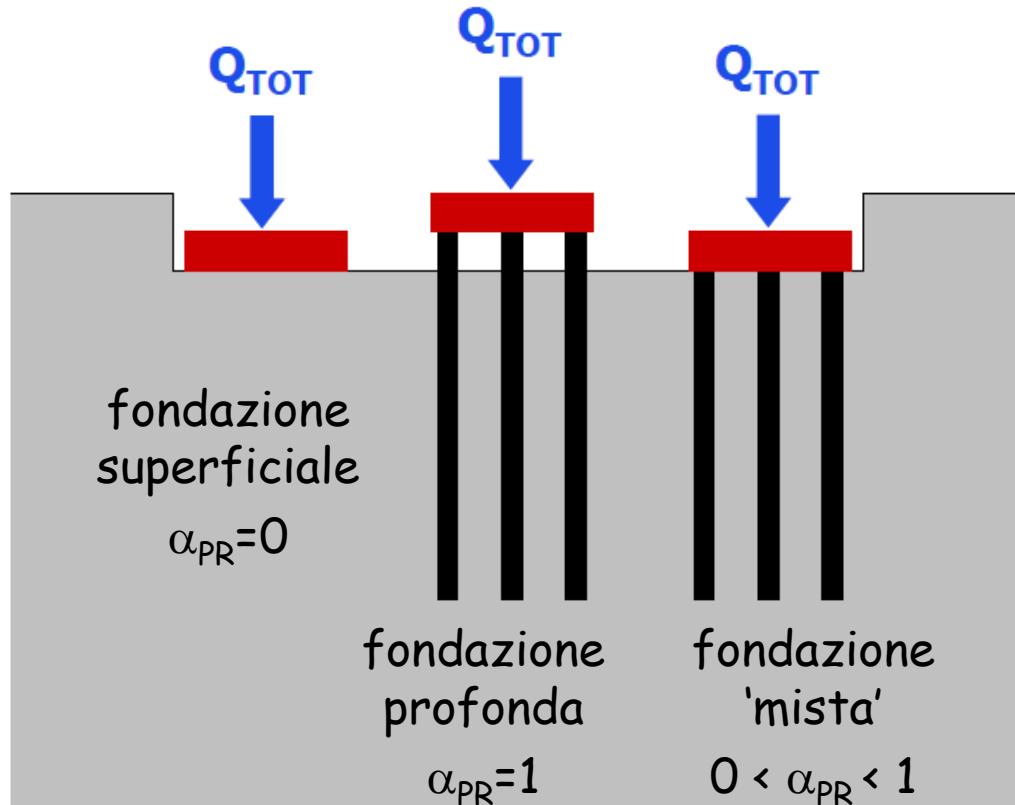
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Requisiti di progetto di una fondazione

- 1) adeguati **margini di sicurezza** nei riguardi di meccanismi di collasso (SLU) del sistema fondazione-terreno
- 2) **cedimenti (assoluti e differenziali) compatibili** (SLE) con la statica e la funzionalità della sovrastruttura
- 3) **stati di sollecitazione** negli elementi di fondazione **sicuri e compatibili**: verifiche strutturali SLU (... resistenza) e SLE (... fessurazione)
- 4) nel rispetto dei punti 1) 2) 3), soluzione di progetto scelta in base a criteri di **semplicità** ed **economicità** di realizzazione

una fondazione potrebbe essere definita come un sistema costituito da 3 elementi: **fondazione superficiale**, **pali** e **terreno**



Definendo:

Q_S : carico trasferito al terreno dalla fondazione superficiale;

$Q_{P,i}$: carico trasferito al terreno dall'i-esimo palo,

l'equilibrio alla traslazione verticale si scrive:

$$Q_{TOT} = Q_S + \sum Q_{P,i} = Q_S + Q_P$$

Introducendo il coefficiente di ripartizione del carico $\alpha_{PR} = \frac{Q_P}{Q_{TOT}}$

da Mandolini (2003)

Meccanismo di collasso del sistema fondazione-terreno SLU **STR/GEO**

$Ed < Rd$; Ed azione di progetto; Rd resistenza di progetto

Approccio Progettuale AP2: 1 combinazione A1M1**R3** (**R3=1,0**)

Ed: azione verticale di progetto (coeff. A1)

Rd: carico limite della fondazione (coeff. M1 e **R3/1,0**)

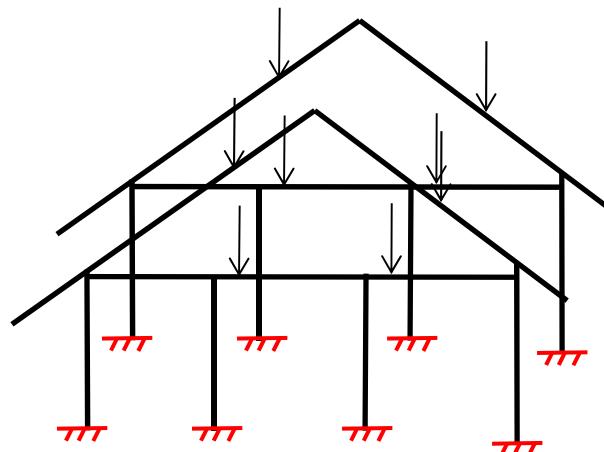
Spesso, la difficile **interazione** tra anima **strutturista** e anima **geotecnica** dell'ingegnere comincia a manifestarsi già a questo stadio:

- lo strutturista definisce 'in qualche modo' i carichi in fondazione;
- il geotecnico verifica geotecnicamente 'in qualche modo' la fondazione;
- lo strutturista richiede al geotecnico le sollecitazioni in fondazione per le verifiche strutturali

Lo strutturista costruisce un modello (strutturale) della sovrastruttura e definisce le combinazioni di carico (SLU e SLE).

Tipicamente:

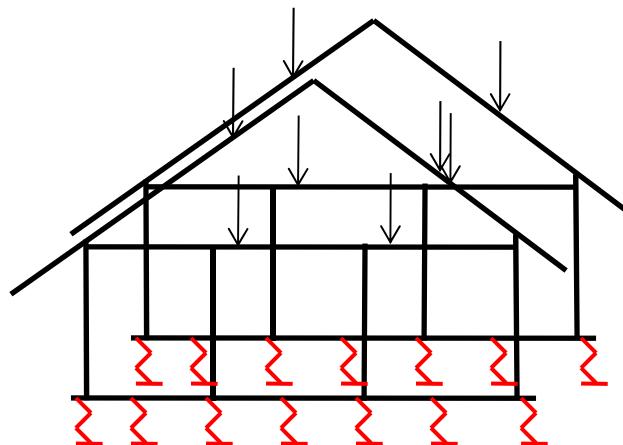
- il modello strutturale è tridimensionale e per i materiali viene assunto un comportamento elastico lineare;
- se le fondazioni non sono modellate, sono inseriti vincoli (incastri, ...) allo spiccato delle fondazioni; in questo caso, lo strutturista fornirà al geotecnico le azioni in fondazione; successivamente alle verifiche geotecniche, occorrerà valutare le sollecitazioni in fondazione per le verifiche strutturali.



Caso A

se le fondazioni sono modellate, sono inseriti vincoli cedevoli (molte) per modellare l'interazione fondazione-terreno; in questo caso, lo strutturista:

- chiederà al geotecnico i(l) valori(e) della rigidezza delle molle (costante di sottofondo) da utilizzare;
- fornirà al geotecnico le azioni in fondazione per le verifiche geotecniche.

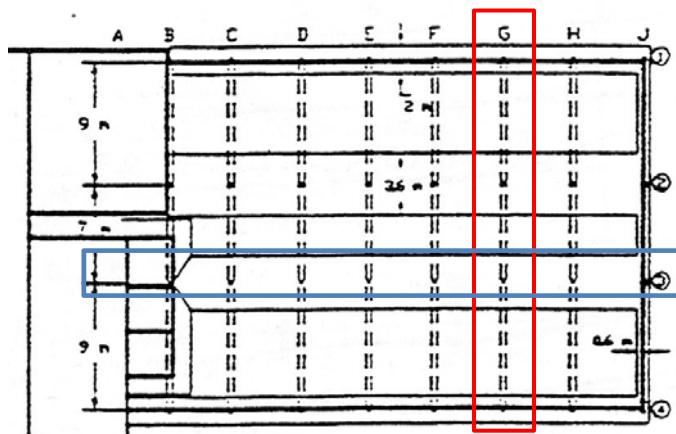


Caso B

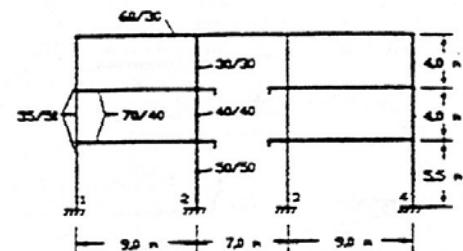
Osservazione sulle 'incertezze' del modello strutturale

- caratteristiche dei materiali;
- comportamento meccanico ($f(\Delta\sigma, \sigma, t)$);
- sequenza costruttiva (spaziale e temporale);
- contributi degli elementi portati (tamponature, tramezzi, ...)
- interazione tra elementi portati e portanti;
- reale intensità e distribuzione dei carichi
- ...

Un esempio datato ma sempre istruttivo ...



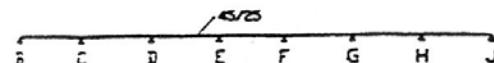
Edificio a telai in c.a. a Drammen (No)
 Fondazioni a travi rovesce
 Terreni argillosi compressibili
 Fine costruzione 1951
 Cedimenti elevati e misurati (Fjeld, 1963)

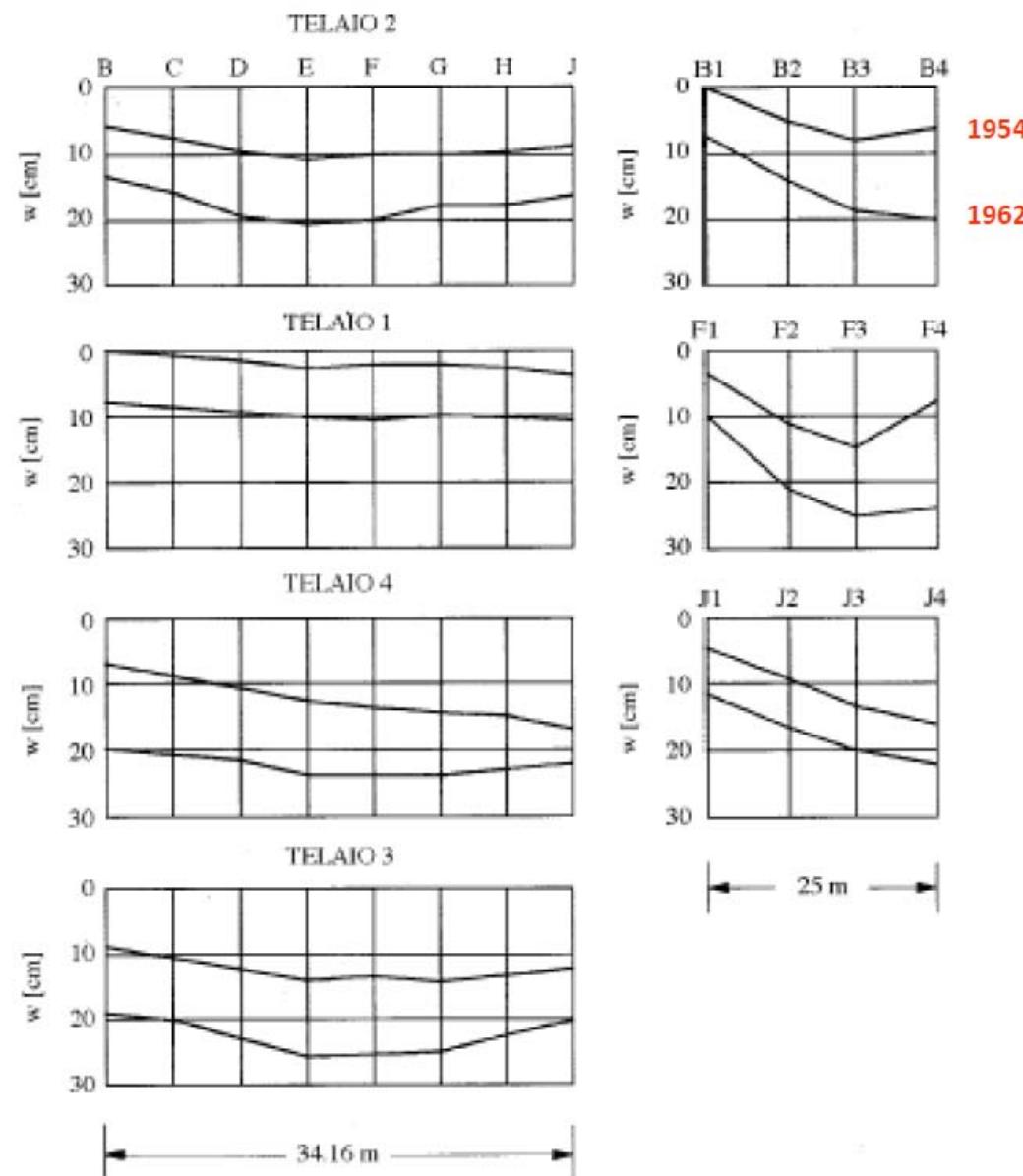


Telaio tipo allineamenti B,.. J

7 = 4.88 + 34.56							
E	C	D	E	F	G	H	J
25/30		40 n	40/35	30/35			
		40 n	40/35	30/35			
		35 n	40/35	30/35			

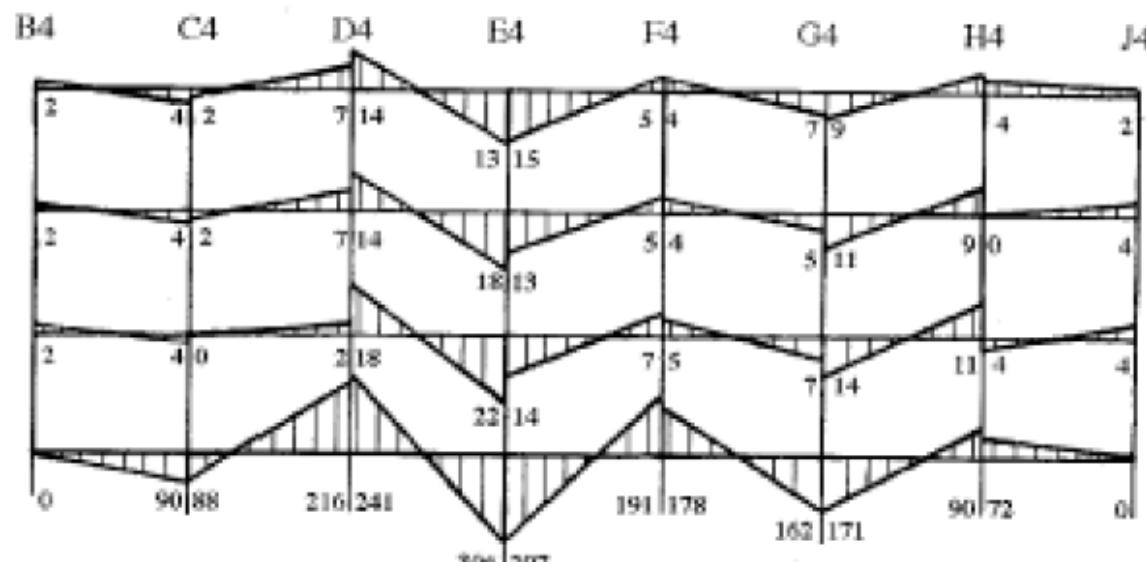
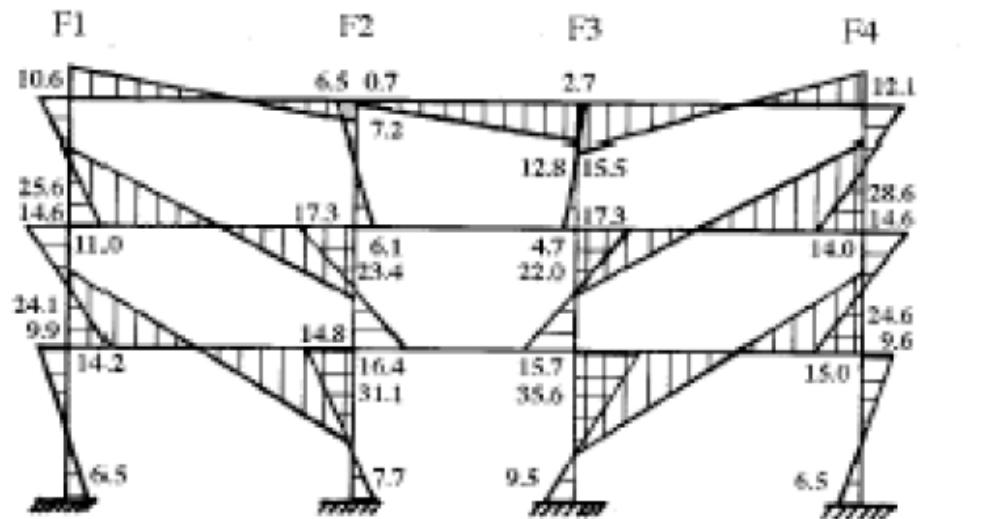
Telaio tipo allineamenti 1 - 4
 (travi rovesce)





Cedimenti misurati

Telaio F, 1954



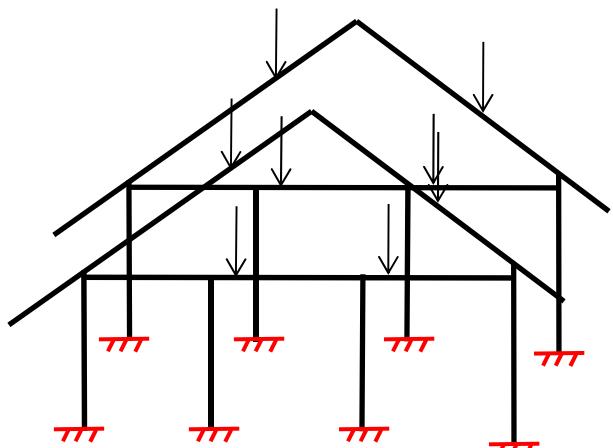
Telaio 4, 1962

Momenti flettenti
calcolati applicando ai
nodi di base del
modello strutturale i
cedimenti misurati

Confronto tra momenti flettenti calcolati, momenti resistenti e danni

Telaio	Punto	Piano	Momenti flettenti calcolati (tm)		Momenti resistenti (tm)		Anno	Danni alle strutture	FS
			Carichi	Cedimenti	Negativi	Positivi			
3	F	P.T.	- 22,6	35,6	- 81,6	44,5	1954	no	3,50
4	H	P.T.	- 3,3	- 9,7	- 14,1	4,66	1954	no	1,10
4	E	P.T.	- 3,3	4,5	- 14,1	4,66	1954	no	3,90
4	E	P.T.	-3,3	22,0	-14,1	4,66	1962	no	0,25
4	E	1	-3,3	18,0	-14,1	4,66	1962	si	0,32
4	G	P.T.	-3,3	14,0	-14,1	4,66	1962	no	0,44
4	G	1	-3,3	11,0	-14,1	4,66	1962	no	0,61
4	H	P.T.	-3,3	-11,0	-14,1	4,66	1962	no	0,99
4	H	1	-3,3	-9,0	-14,1	4,66	1962	no	1,20
4	D	P.T.	-3,3	-18,0	-14,1	4,66	1962	no	0,66
4	D	1	-3,3	-14,0	-14,1	4,66	1962	no	0,82
4	C	P.T.	-3,3	4,0	-14,1	4,66	1962	no	6,70
3	E	P.T.	-4,4	6,0	-16,6	8,6	1954	no	2,90
3	E	P.T.	-4,4	11,6	-16,6	8,6	1962	no	1,20
3	F	P.T.	-4,4	-1,8	-16,6	8,6	1962	no	2,70
2	G	P.T.	-4,4	-7,0	-16,6	8,6	1962	no	1,50
1	G	P.T.	-3,3	-6,0	-14,1	4,66	1954	no	1,50
1	F	P.T.	-3,3	7,5	-14,1	4,66	1962	no	1,10

Caso A



Le analisi vengono tradizionalmente svolte disaccoppiando la sovrastruttura dal sistema fondazione-terreno, studiando dapprima la sola sovrastruttura nell'ipotesi di vincoli fissi.

Lo studio del sistema fondazione-terreno viene condotto successivamente e separatamente, applicando sulla fondazione le reazioni dei vincoli cambiate di segno, assumendo quindi che tali reazioni non siano influenzate dai cedimenti in fondazione.

Questa procedura equivale a considerare la sovrastruttura **infinitamente flessibile** rispetto al sistema fondazione-terreno.

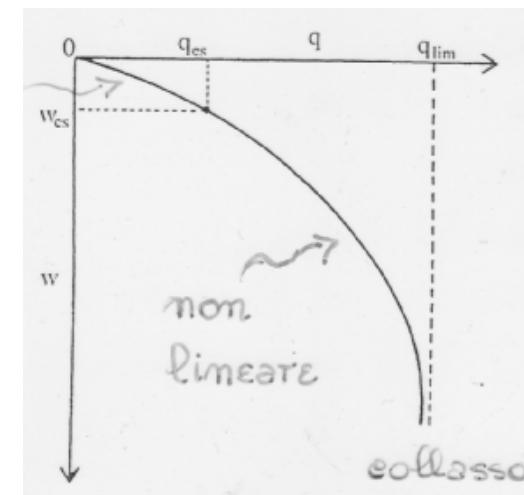
... corretta nel caso di strutture isostatiche, e sufficientemente approssimata per strutture intelaiate

Caso A, passiamo all'anima geotecnica ...

L'obiettivo 'ideale' potrebbe essere quello di ottenere, in sede di progetto, una valutazione accurata dell'intera curva carico-cedimento $q-w$, intendendo con q , ad esempio, la pressione media risultante dei carichi applicati in fondazione e con w il cedimento di un punto significativo (tipicamente il baricentro) della fondazione.

A questo fine, occorrerebbe:

- una modellazione accurata del comportamento meccanico degli elementi costituenti il sistema;
- un opportuno metodo risolutivo.



In linea generale, e a parità di altri fattori, la risposta dipenderà dai valori iniziali e dall'evoluzione con il procedere dei livelli di deformazione della rigidezza relativa fondazione-terreno

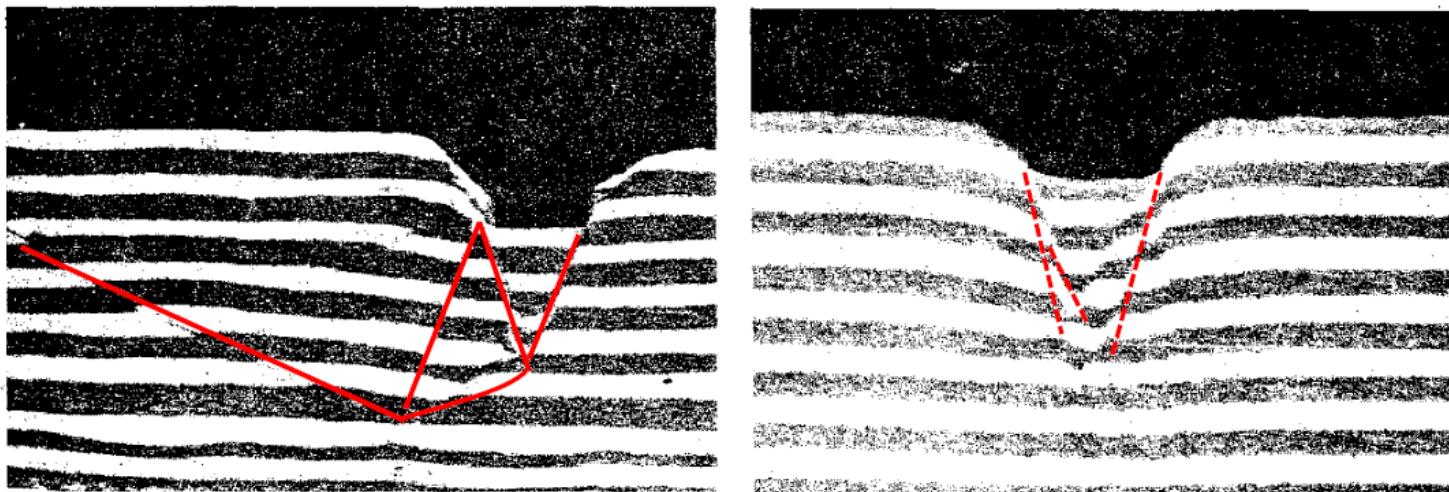
In ogni caso, la normativa richiede verifiche:

SLU (sicurezza): meccanismi di collasso STR/GEO

SLE (compatibilità): campo di deformazioni (STR/GEO)

SLU GEO, Carico limite delle fondazioni superficiali

- il meccanismo di collasso interessa il terreno di fondazione e non la fondazione;
- il terreno viene modellato come un mezzo (elasto)-plastico;
- la fondazione non viene esplicitamente modellata, ma sostituita da una distribuzione di carichi sul terreno (o da un campo di spostamenti uniforme imposto al terreno al di sotto della fondazione).



SLU GEO, Carico limite delle fondazioni superficiali

Carichi prevalentemente verticali: Formula trinomia generalizzata

$$q_{\text{lim}} = \alpha_q \beta_q \xi_q \zeta_q \psi_q d_q \cdot N_q \cdot q + \alpha_c \beta_c \xi_c \zeta_c \psi_c d_c \cdot N_c \cdot c + \alpha_\gamma \beta_\gamma \xi_\gamma \zeta_\gamma \psi_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma \frac{B}{2}$$

introducendo coefficienti correttivi che tengono conto, rispetto all'espressione di Terzaghi, di:

- Forma (diversa dalla striscia);
- Carichi eccentrici;
- Carichi inclinati;
- Punzonamento (elasto-plasticità)
- Piano di posa della fondazione inclinato
- Piano di campagna inclinato

SLE GEO, Cedimenti

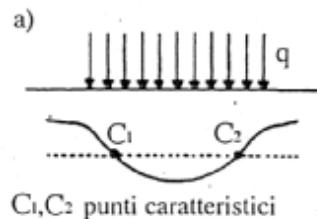
- attenzione rivolta al terreno (come mezzo continuo), alla geometria della fondazione, al carico medio applicato;
- metodi 'convenzionali': casi limite di fondazione infinitamente flessibile e infinitamente rigida;
- metodi numerici (FEM, FDM, BEM): la fondazione (con la sua rigidezza), ed eventualmente anche l'interfaccia terreno-fondazione, viene esplicitamente modellata assieme al terreno (come mezzo continuo);
- affidabilità dei modelli 'convenzionali' basata sulle esperienze accumulate.

SLE GEO, Cedimenti

- fondazione su semispazio elastico: casi limite di fondazione infinitamente flessibile e infinitamente rigida;

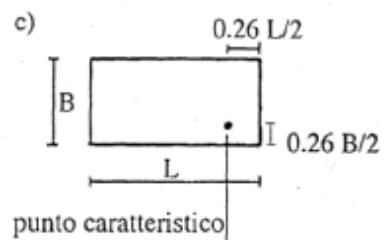
(A)

$$RS = 0$$

C₁, C₂ punti caratteristici

(B)

$$RS = \infty$$



punto caratteristico



luogo dei punti caratteristici

Definizione dei punti caratteristici

SLE GEO, Cedimenti

Terreni a grana fine (metodo di Skempton & Bjerrum)

- cedimento immediato \Rightarrow teoria dell'elasticità
- cedimento di consolidazione \Rightarrow metodo edometrico e correzioni

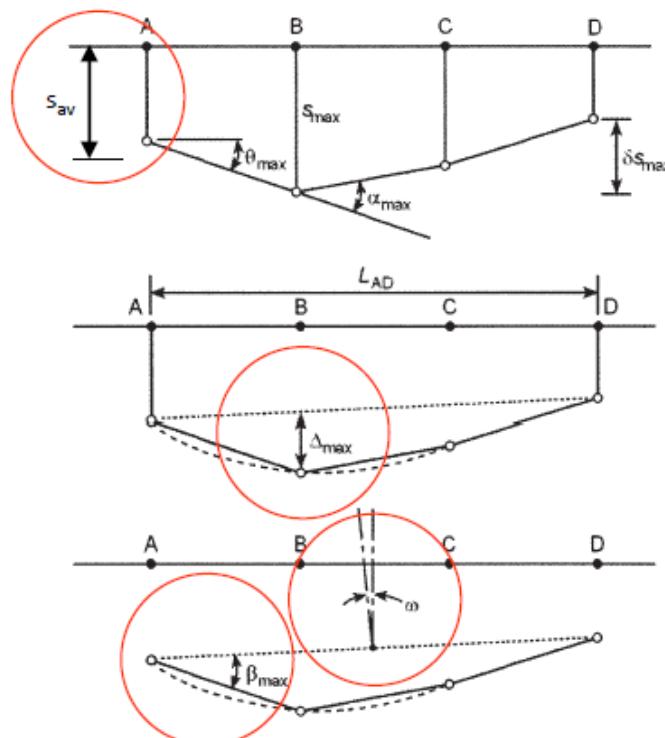
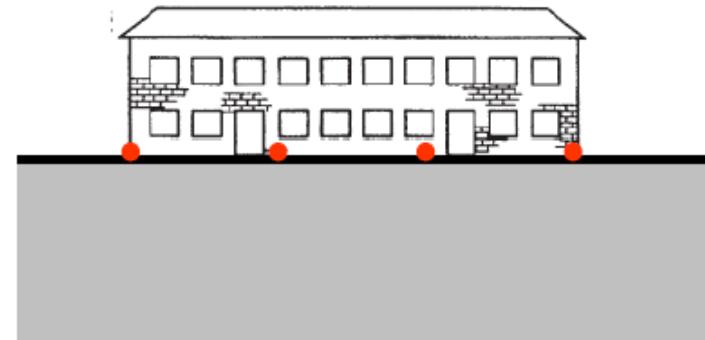
Terreni a grana grossa

- metodi semiempirici (Schmertmann, Burland & Burbidge, ...)

VERIFICA SLE/GEO

AMMISSIBILITA' dei cedimenti MASSIMI e DIFFERENZIALI

Spostamenti in fondazione



VERIFICA SLE/GEO

AMMISSIBILITA' dei cedimenti MASSIMI e DIFFERENZIALI

s = spostamento (medio, s_{av})

δs = spostamento differenziale

θ = rotazione

α = rotazione relativa

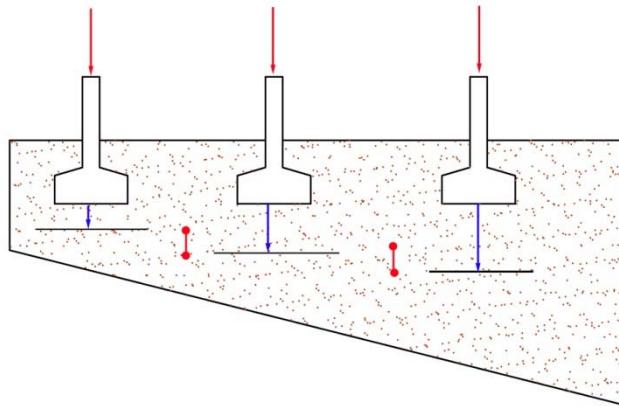
Δ = inflessione $\Rightarrow \Delta/L =$ curvatura

β = distorsione angolare

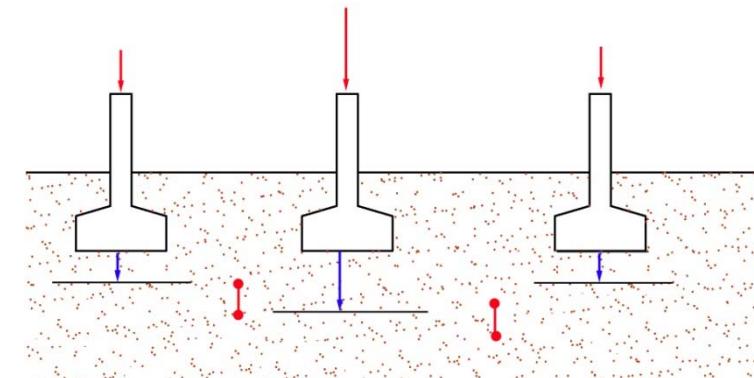
ω = inclinazione globale

Cause cedimenti differenziali

Eterogeneità del sottosuolo



Disuniformità dei carichi



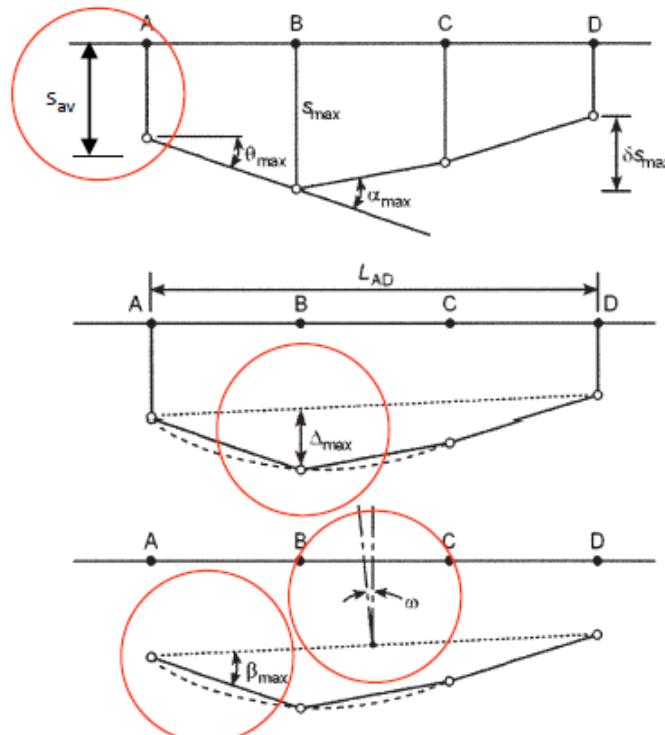
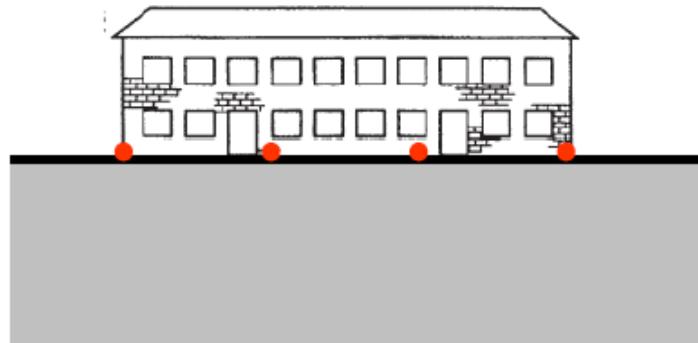
Approccio ideale (deterministico):

1. soluzione del problema dell'interazione
2. analisi della deformata del sistema di fondazioni $\rightarrow \delta, \Delta, \Delta/L, \beta$
3. calcolo sollecitazioni prodotte sulla struttura dai cedimenti in fondazione
4. verifiche strutturali

Approccio convenzionale (empirico):

1. calcolo di w_{\max}
2. valutazione empirica di $\delta, \beta = f(w_{\max}, \text{fondazione, sottosuolo})$
3. verifica di ammissibilità di $\delta, \beta = f(\text{struttura manufatto, tipo di danno})$

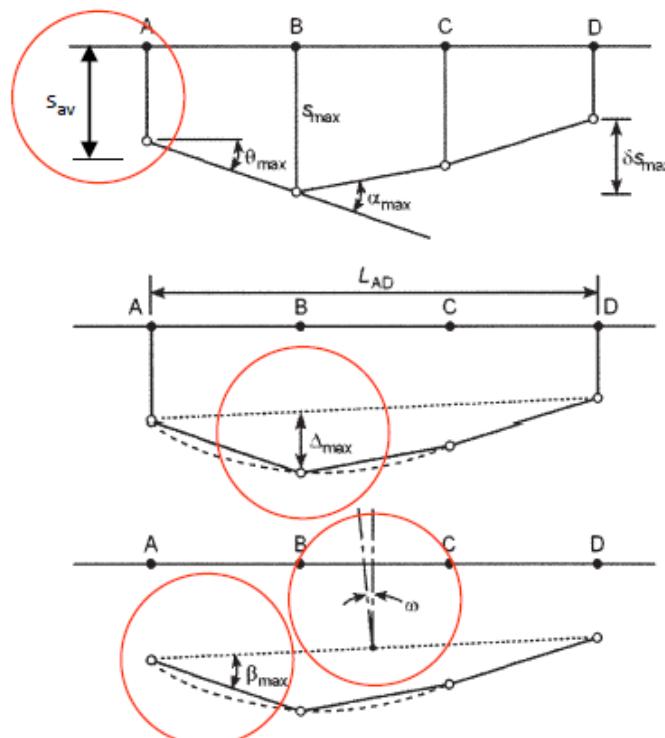
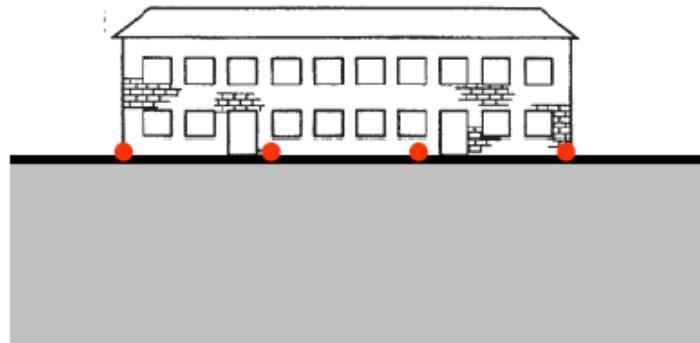
Spostamenti in fondazione



ammissibilità s_{av}
fruibilità, funzionalità impianti,

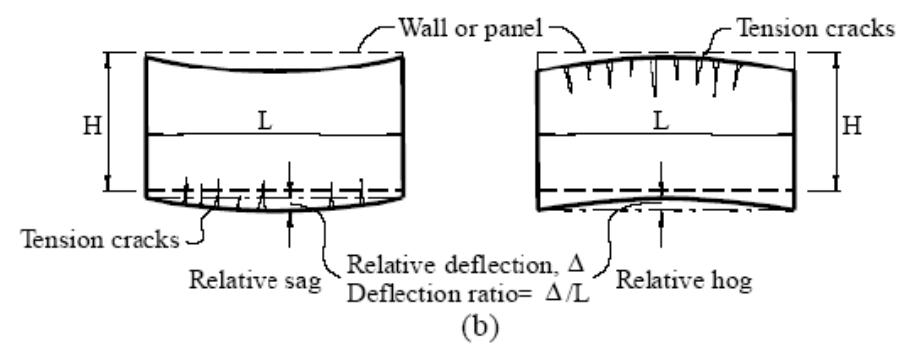


Spostamenti in fondazione



ammissibilità Δ , Δ/L
danni

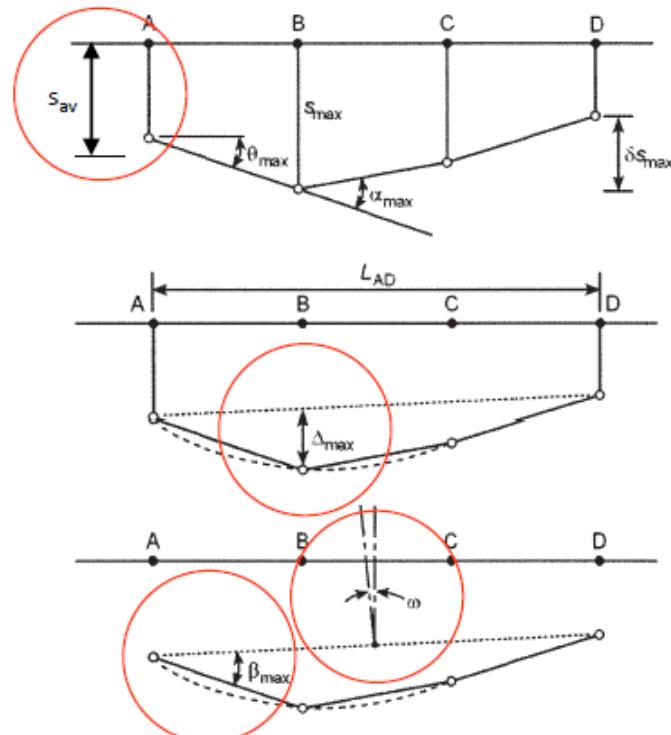
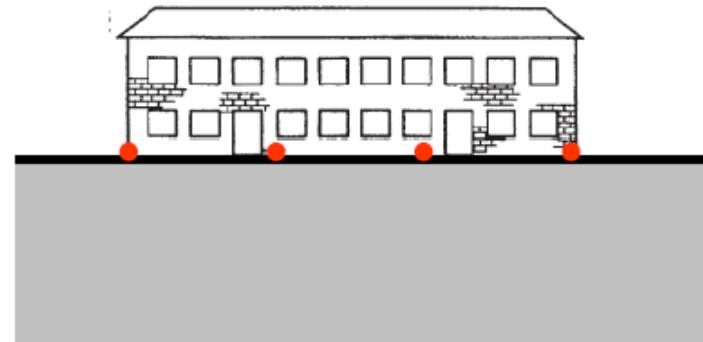
$\Delta = \text{inflessione} \Rightarrow \Delta/L = \text{curvatura}$



'sagging'

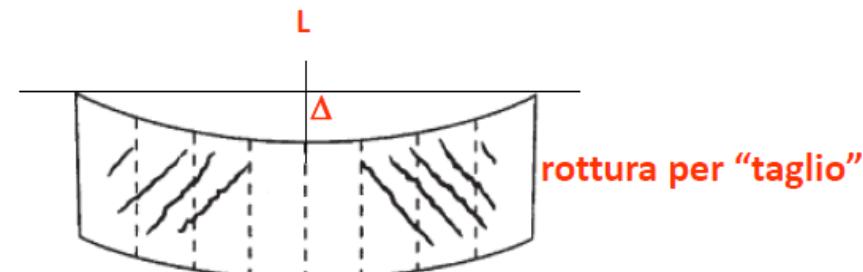
'hogging'

Spostamenti in fondazione

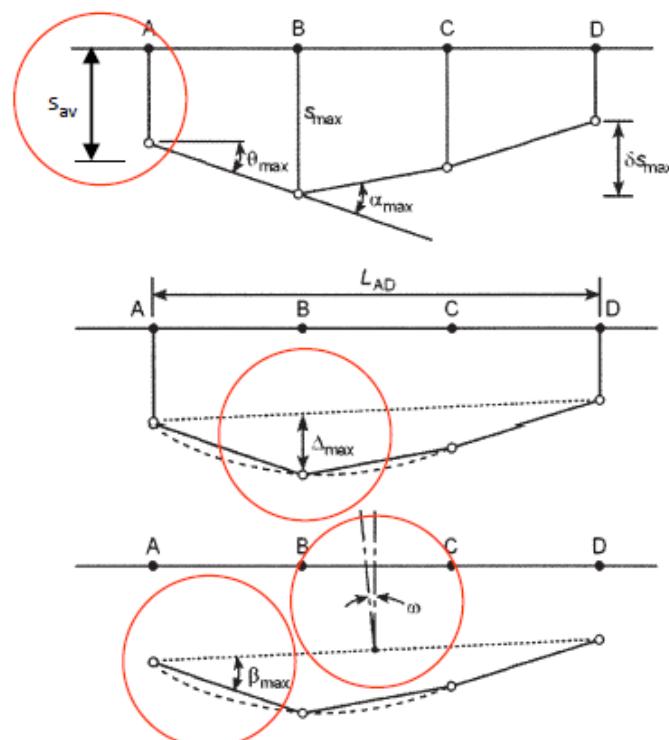
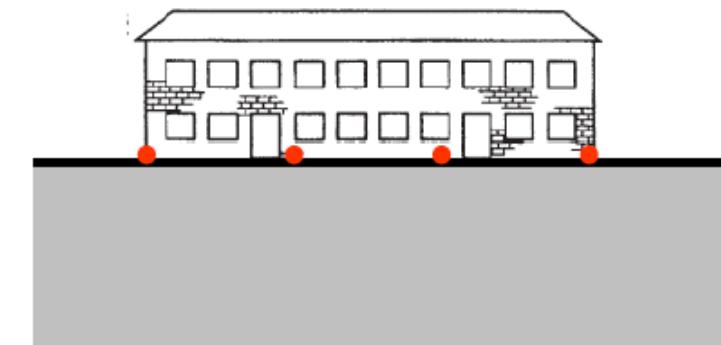


ammissibilità Δ , Δ/L
danni

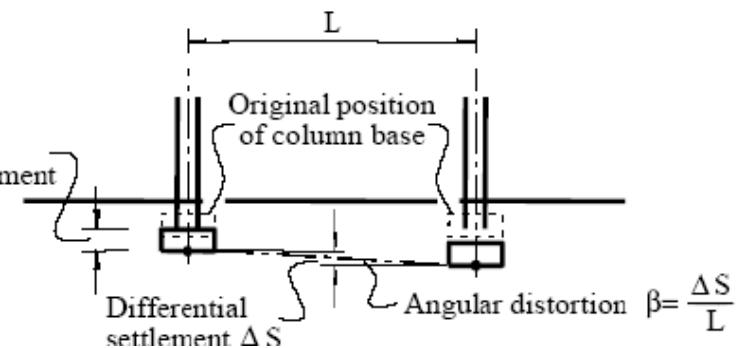
$\Delta = \text{inflessione} \Rightarrow \Delta/L = \text{curvatura}$



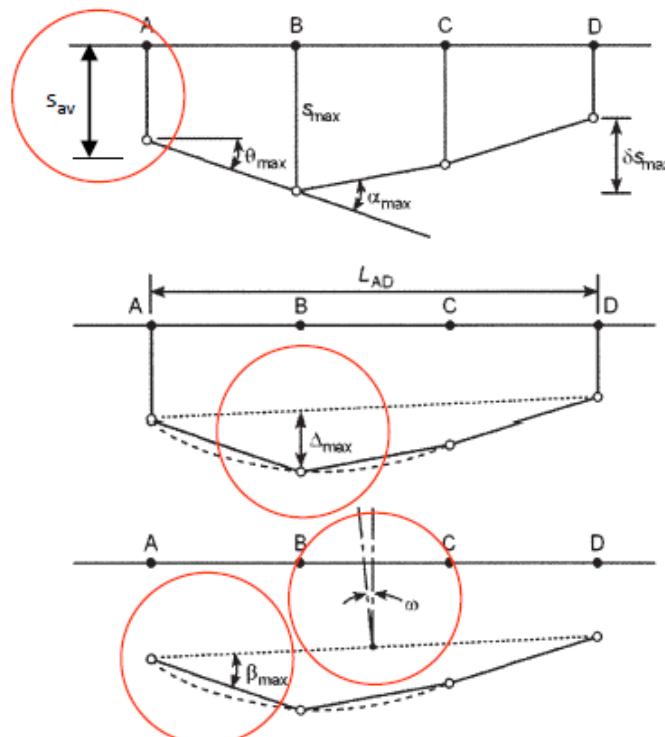
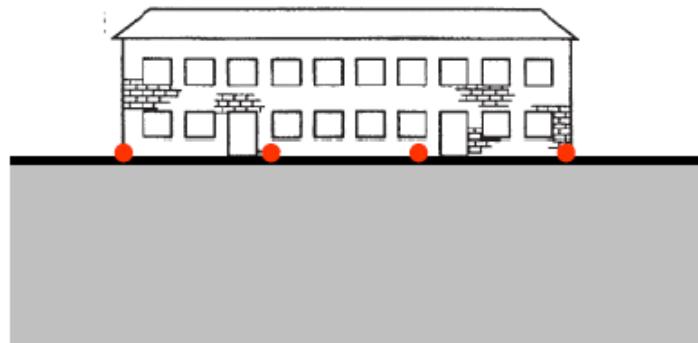
Spostamenti in fondazione



ammissibilità β (distorsione angolare)
danni



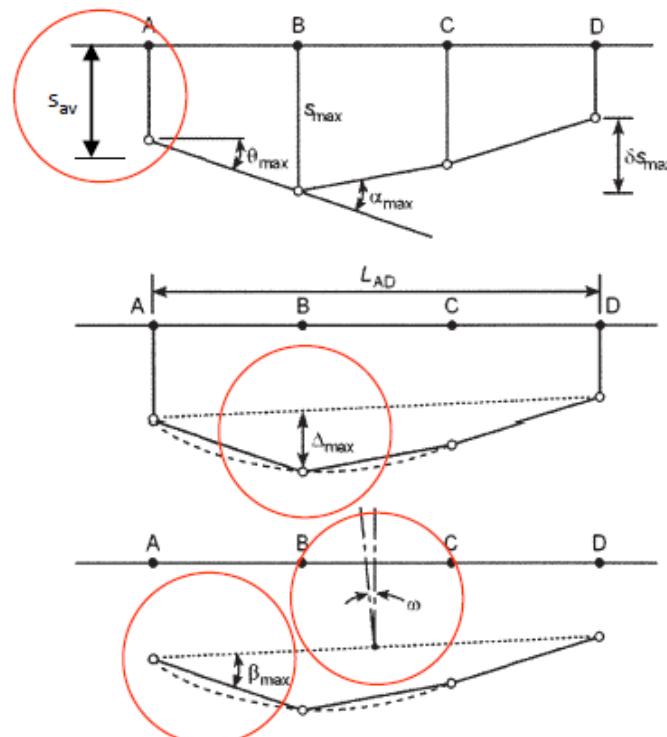
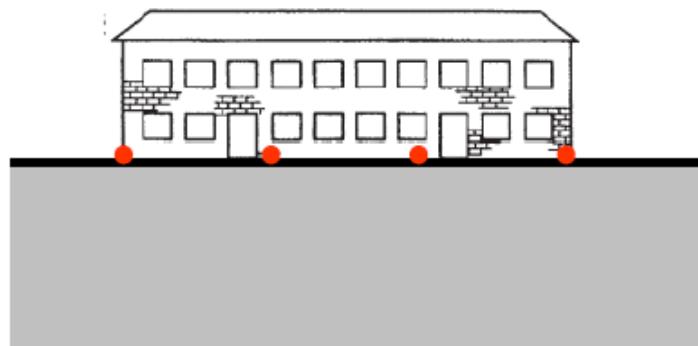
Spostamenti in fondazione



ammissibilità ω (inclinazione globale)
fruibilità, stabilità



Spostamenti in fondazione

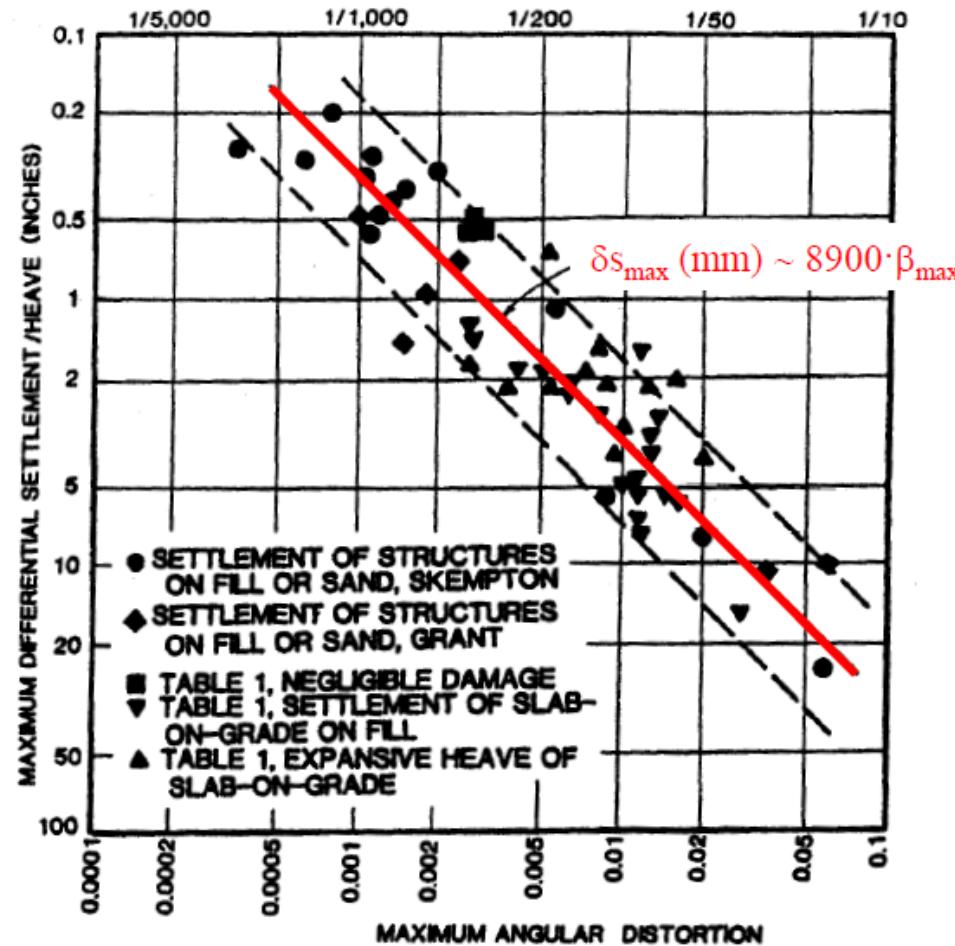


ammissibilità w (inclinazione globale)
fruibilità, stabilità



Correlazione tra β_{\max} (distorsione angolare max) e δs_{\max} (cedim. diff. max)

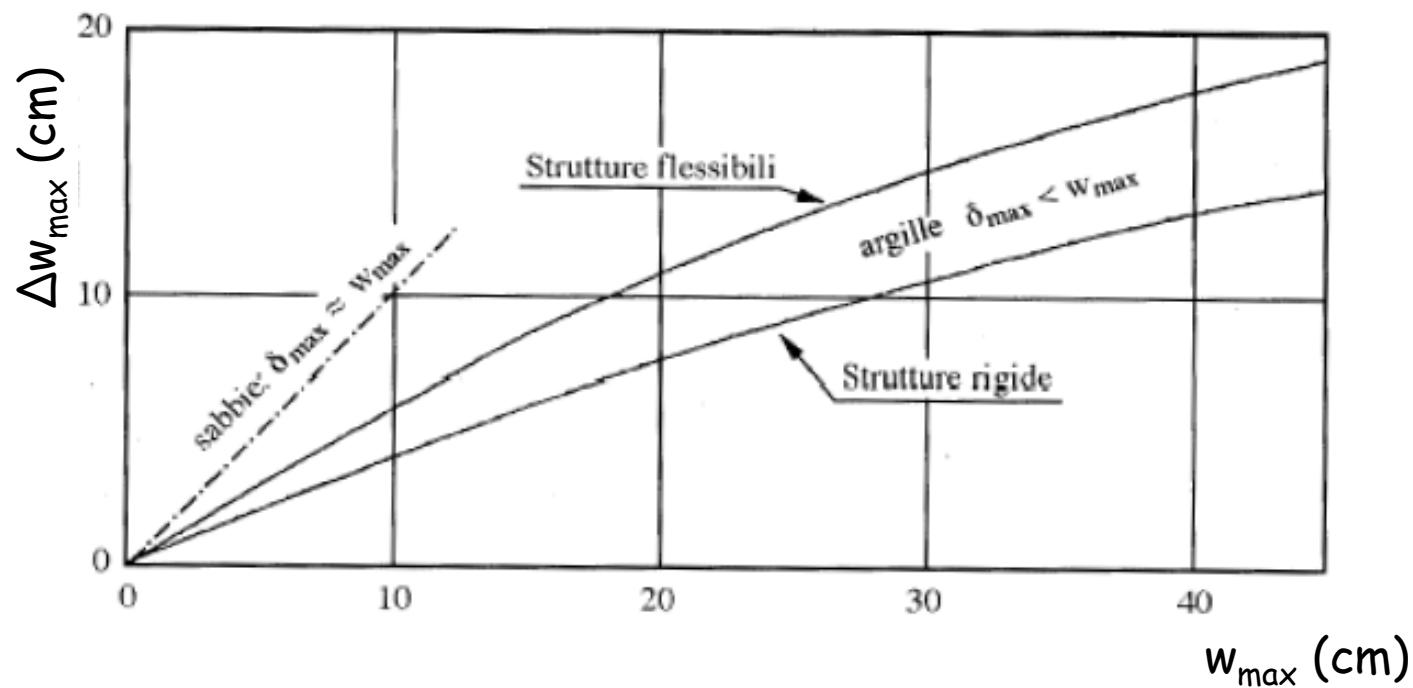
Data from Skempton & McDonald (1956),
Grant et al. (1974), Day (1990)



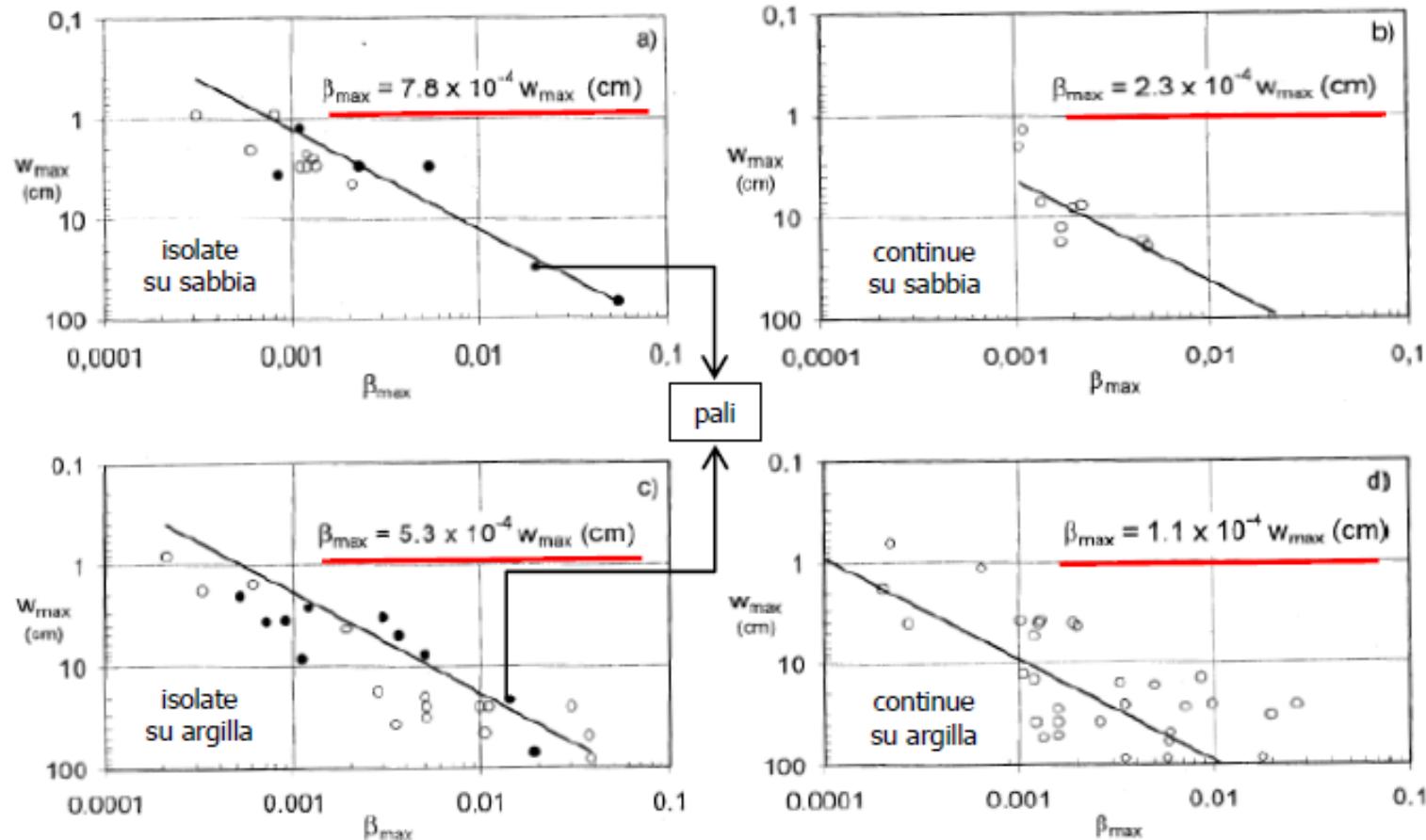
I cedimenti assoluti w influenzano il comportamento di una struttura in misura minore dei cedimenti differenziali Δw

E' ampiamente riconosciuto che esiste una relazione tra w e Δw

(Skempton&Macdonald (1956), Polshin&Tokar (1957), Bjerrum (1963), Grant et al (1974), Burland & Wroth (1974))

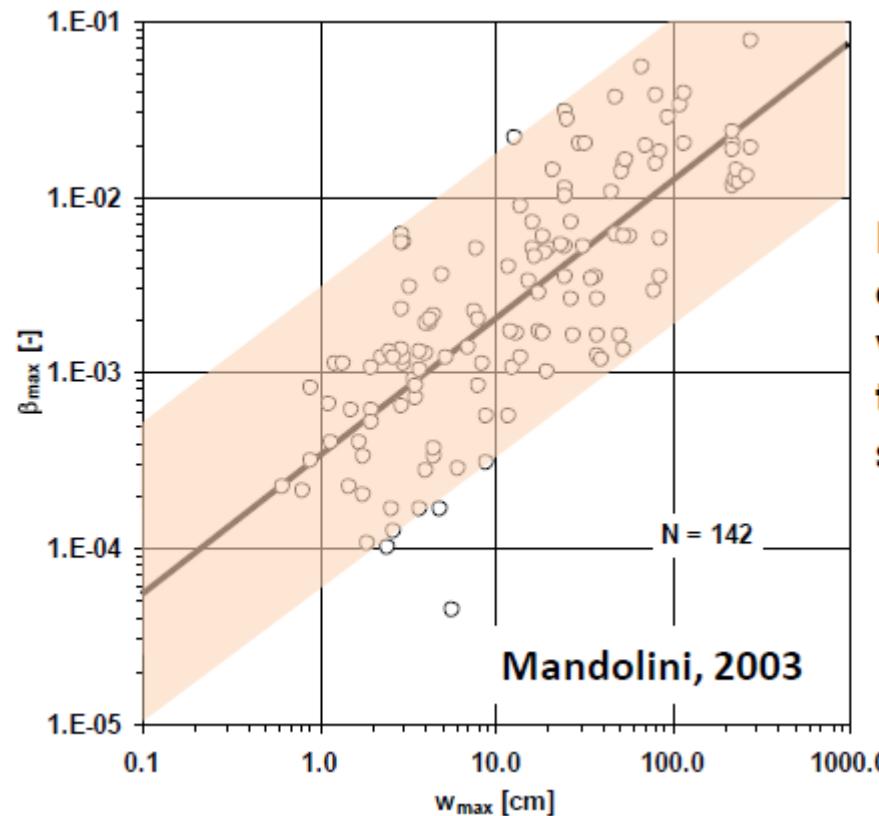


Correlazioni tra cedimento massimo misurato w_{\max} e distorsione angolare massima β_{\max} misurata (Grant et al, 1974)



Correlazioni tra cedimento massimo misurato w_{\max} e distorsione angolare massima β_{\max} misurata

Ampliamento database



**Fondazioni (isolate,
continue, su pali), su
varie tipologia di
terreno (argille,
sabbie,)**

Dopo aver stimato la distorsione massima attesa, come valutare se è ammissibile (accettabile) ?

Importanza dell'esperienza accumulata (presente nella letteratura tecnica): individuazione dei valori per i quali si sono o non si sono verificati danni di tipo:

Strutturali (alle strutture portanti)

Non strutturali (alle strutture non portanti)

Rotazione relativa β

- Murature portanti multipiano
- Murature portanti ad un piano
- Lesioni di intonaci
- Telai in c.a.
- Pareti di strutture a telaio in c.a.
- Telai in acciaio
- Strutture semplici di acciaio

- $0,0005 \div 0,001$
- $0,001 \div 0,02$
- $0,001$
- $0,0025 \div 0,004$
- $0,003$
- $0,002$
- $0,005$

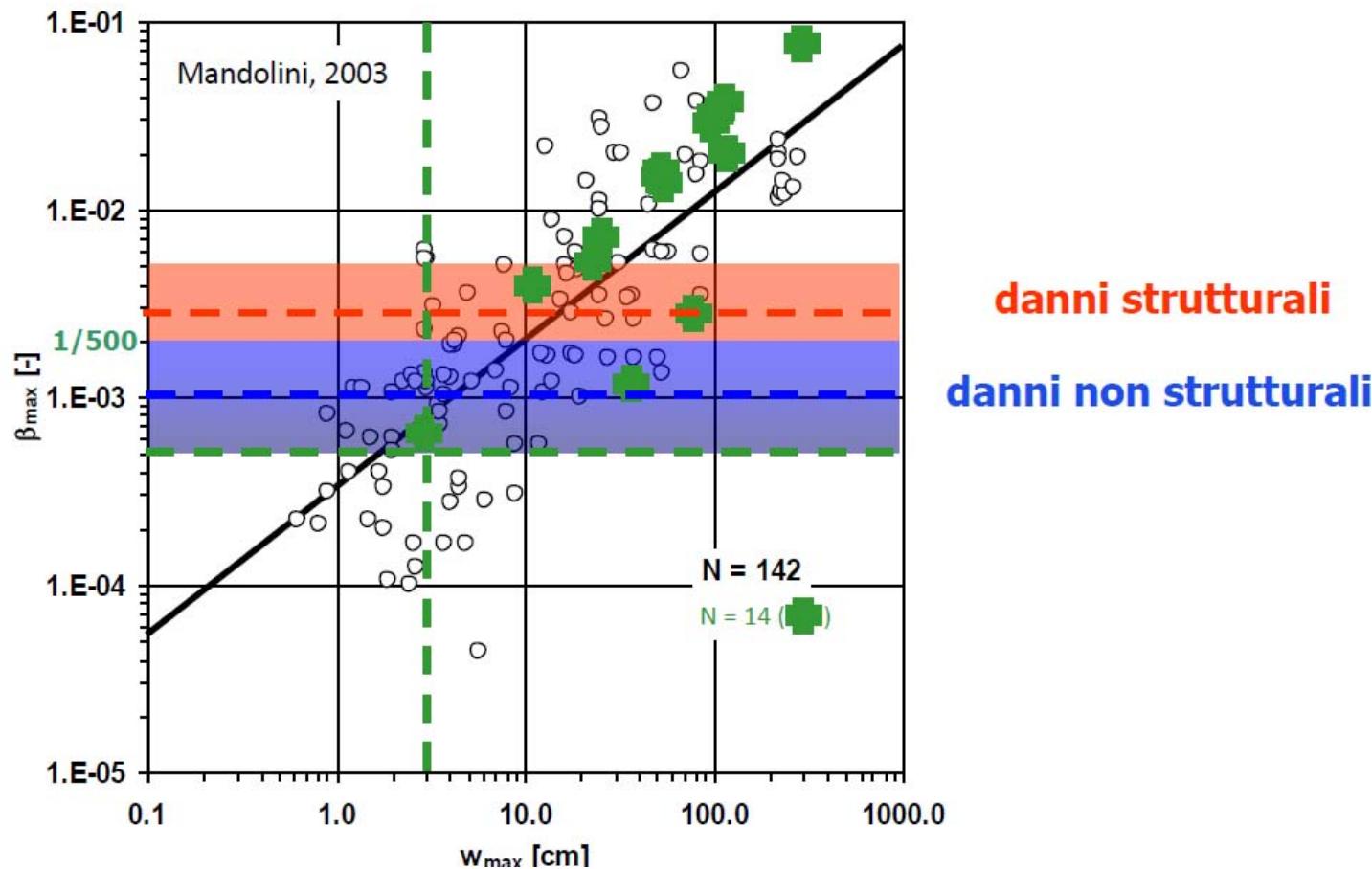
$1/2000 \div 1/500$

$1/500 \div 1/200$

Per $w_{\max} \leq 3 \text{ cm}$ e $\beta_{\max} \leq 5 \times 10^{-4}$ non si sono mai verificati danni

Per $\beta_{\max} \leq 1 \times 10^{-3}$ è molto probabile che non si verifichino danni

Per $\beta_{\max} \geq 3 \times 10^{-3}$ è probabile che si verifichino danni



**Valori ammissibili di distorsione angolare β
(riferiti alle tipologie strutturali e di danno)**

Struttura	Tipo di danno	Valori ammissibili di β			
		Skempton e McDonald (1956)	Meyerhof (1974)	Polshin e Tokar (1957)	Bjerrum (1973)
Strutture intelaiate e murature armate	Alle strutture	1/150	1/250	1/200	1/150
	Ai compagni	1/300	1/500	1/500	1/500

**Valori ammissibili di rapporto di curvatura Δ/L
(riferiti a tipo di cinematismo)**

Struttura	Cinematismo	Valori ammissibili di Δ/L		
		Meyerhof (1974)	Polshin e Tokar (1957)	Burland e Wroth (1975)
Murature portanti non armate	Deformata con concavità verso l'alto	0.4×10^{-3}	$0.3 \div 0.4 \times 10^{-3}$ $(L/H \leq 3)$	$0.4 \times 10^{-3} \text{ (L/H = 1)}$ $0.8 \times 10^{-3} \text{ (L/H = 5)}$
	Deformata con concavità verso il basso			$0.2 \times 10^{-3} \text{ (L/H = 1)}$ $0.4 \times 10^{-3} \text{ (L/H = 5)}$

Valori ammissibili riferiti alle tipologie strutturali e di danno

Tipo di movimento	Fattore di limitazione		Valore ammissibile
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi Accessibilità		15 ÷ 30 30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	<i>Murature portanti</i> <i>Strutture intelaiate</i> <i>Ciminiere, silos</i>	2.5 ÷ 5 5 ÷ 10 7.5 ÷ 30
Inclinazione δ/L	Stabilità al ribaltamento Rotazione di ciminiere e torri Drenaggio di superfici pavimentate		Da verificare $\delta/H \leq 0.04$ 0.01 ÷ 0.02
	Operatività macchine	<i>Macchine tessili</i> <i>Turbogeneratori</i> <i>Gru a ponte</i>	0.003 0.0002 0.003
Rotazione relativa β	Murature portanti multipiano Murature portanti ad un piano Lesione intonaci Telai in c. a. Pareti di strutture a telaio in c.a. Telai in acciaio Strutture semplici di acciaio		0.0005 ÷ 0.001 0.001 ÷ 0.02 0.001 0.0025 ÷ 0.004 0.003 0.002 0.005

L = distanza tra pilastri adiacenti, H = altezza di ciminiere e torri

Valori ammissibili più elevati → strutture flessibili, sottosuoli uniformi

Valori ammissibili più ridotti → strutture rigide, sottosuoli non omogenei

Table 2.5. Summary of criteria for settlement and differential settlement of structures.

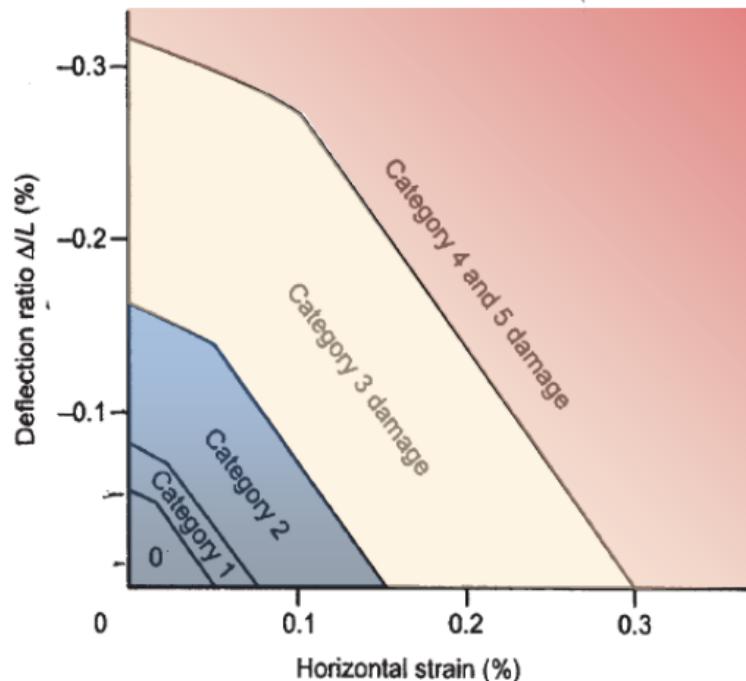
Type of structure	Type of damage/concern	Criterion	Limiting value(s)
Framed buildings and reinforced load bearing walls	Structural damage	Angular distortion	1/150 – 1/250
	Cracking in walls and partitions	Angular distortion	1/500 (1/1000-1/1400) for end bays
	Visual appearance	Tilt	1/300
	Connection to services	Total settlement	50 – 75 mm (sands) 75 – 135 mm (clays)
Tall buildings	Operation of lifts & elevators	Tilt after lift installation	1/1200 – 1/2000
Structures with unreinforced load bearing walls	Cracking by sagging	Deflection ratio	1/2500 ($L/H = 1$) 1/1250 ($L/H = 5$)
	Cracking by hogging	Deflection ratio	1/5000 ($L/H = 1$) 1/2500 ($L/H = 5$)
Bridges – general	Ride quality	Total settlement	100 mm
	Structural distress	Total settlement	63 mm
	Function	Horizontal movement	38 mm
Bridges – multiple span	Structural damage	Angular distortion	1/250
Bridges – single span	Structural damage	Angular distortion	1/200

Poulos et al., 2001

E' anche possibile tenere conto della presenza di eventuali componenti ORIZZONTALI dello spostamento in fondazione ...

Burland & Wroth (1974); Burland et al. (1977); Boscardin & Cording (1989); Burland et al. (2001)

- "Aesthetic" damage
- "Serviceability" damage
- "Stability" damage



Classification of visible damage to walls with particular reference to ease of repair of plaster and brickwork or masonry

Category of damage	Normal degree of severity	Description of typical damage (Ease of repair is underlined)
		Note: Crack width is only one factor in assessing category of damage and should not be used on its own as a direct measure of it.
0	Negligible	Hairline cracks less than about 0.1mm
1	Very Slight	Fine cracks which are easily treated during normal decoration. Damage generally restricted to internal wall finishes. Close inspection may reveal some cracks in external brickwork or masonry. Typical crack widths up to 1mm.
2	Slight	Cracks easily filled. Re-decoration probably required. Recurrent cracks can be masked by suitable linings. Cracks may be visible externally and <u>some repointing</u> may be required to ensure weathertightness. Doors and windows may stick slightly. Typical crack widths up to 5mm.
3	Moderate	The cracks require some opening up and can be patched by a mason. Repointing of external brickwork and possibly a small amount of brickwork to be replaced. Doors and windows sticking. Service pipes may fracture. Weathertightness often impaired. Typical crack widths are 5 to 15mm or several > 3mm.
4	Severe	Extensive repair work involving breaking-out and replacing sections of walls, especially over doors and windows. Windows and door frames distorted, floor sloping noticeably'. Walls leaning ¹ or bulging noticeably, some loss of bearing in beams. Service pipes disrupted. Typical crack widths are 15 to 25mm, but also depends on the number of cracks.
5	Very severe	This requires a major repair job involving partial or complete rebuilding. Beams lose bearing, walls lean badly and require shoring. Windows broken with distortion. Danger of instability. Typical crack widths are greater than 25mm, but depends on the number of cracks.

Note: Local deviation of slope, from the horizontal or vertical, of more than 1/100 will normally be clearly visible. Overall deviations in excess of 1/150 are undesirable.

... riassumendo,
l'anima 'geotecnica' è stata in grado di eseguire le verifiche
SLU/GEO e di valutare l'ammissibilità dei cedimenti (SLE/GEO)

... occorre ora tornare a soddisfare l'anima 'strutturista' ...

VERIFICHE SLU/STR

VERIFICHE SLE/STR

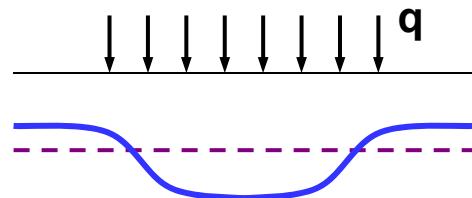
Nella revisione delle NTC 2008 di prossima emanazione è stato specificato in modo più chiaro che le verifiche SLU/STR in presenza di fenomeni di interazione terreno-struttura devono essere eseguite svolgendo analisi con i valori caratteristici di azioni e parametri meccanici dei terreni e amplificando successivamente gli effetti delle azioni (ovvero, le caratteristiche di sollecitazione ottenute da queste analisi) con i fattori γ_F (A1).

Nelle verifiche strutturali non è generalmente possibile trascurare i fenomeni di interazione fondazione-terreno.

In particolare, a parità di ogni altro fattore, la rigidezza relativa fondazione-terreno influenzerà le tensioni di contatto tra terreno e fondazione e, quindi, le sollecitazioni nell'elemento strutturale.

Fondazione (infinitamente) flessibile

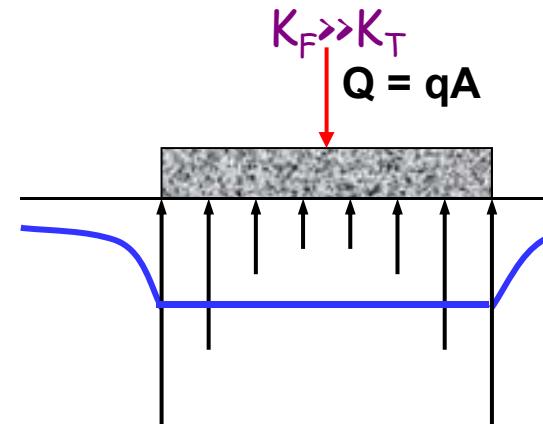
$$K_F \ll K_T$$



tensioni di contatto uniformi
cedimenti variabili

Fondazione (infinitamente) rigida

$$K_F \gg K_T$$



tensioni di contatto variabili
cedimenti uniformi

Modelli 'standard' per la valutazione delle sollecitazioni strutturali

Elementi strutturali

PLINTI: solidi tozzi

TRAVI E PIASTRE: modelli di trave 1D e di piastre 2D elastici
(comportamento flessionale)

Terreno

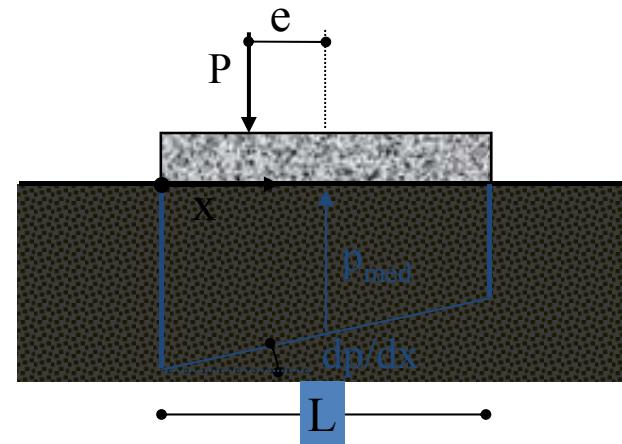
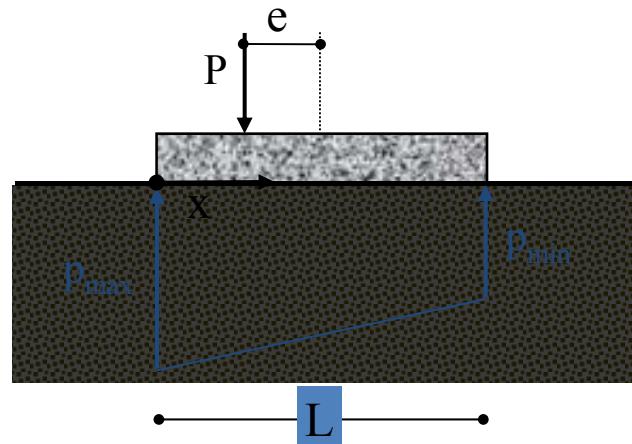
- 'niente'
 - letto di molle indipendenti (Winkler)
 - semispazio elastico (Barden)
 - strato elastico di limitato spessore (Koenig&Sherif)
- di solito, inoltre:
- contatto fondazione-terreno liscio (ipotesi a favore di sicurezza)
 - contatto bilaterale (è possibile l'esistenza di tensioni di trazione ...)

Si procede accoppiando i modelli di fondazione e di terreno, risolvendo, con diversi metodi, equazioni di equilibrio e di congruenza.

Metodo del trapezio delle tensioni (impropriamente detto 'metodo della trave rigida')
 (generalmente utilizzato per i plinti)

Ipotesi:

- si trascura la congruenza \Rightarrow sole equazioni di equilibrio \Rightarrow si considera la risultante dei carichi
- distribuzione $p(x)$ lineare \Rightarrow solo due incognite statiche

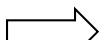


2 equazioni equilibrio

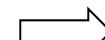
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{traslazione verticale} \\ \text{rotazione} \end{array} \right. \quad \begin{aligned} \int_L p \, dx &= P \\ \int_L px \, dx &= P \cdot \left(\frac{L}{2} - e \right) \end{aligned}$$

Soluzione:

$$p(x) = \frac{P}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L} - 12 \frac{ex}{L^2} \right)$$



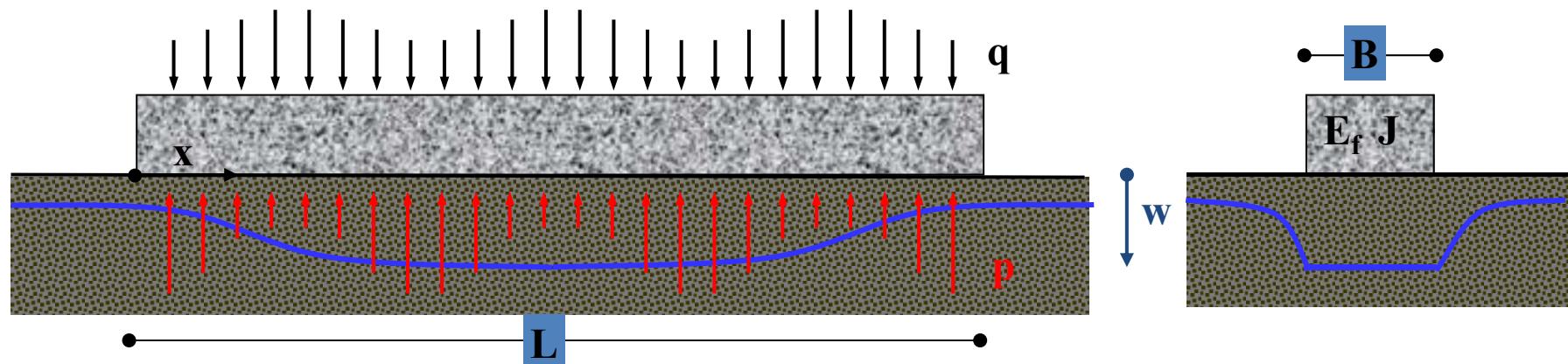
$$T(x) = \int_0^x p(x) \, dx, \quad M(x) = \int_0^x T(x) \, dx$$



verifiche

Problema della trave (e, per analogia, della piastra)

Ingredienti: equilibrio & congruenza di terreno e fondazione



E_f, J = modulo di Young e momento di inerzia della sezione della trave

$q(x)$ = distribuzione del carico sulla trave

$w(x)$ = distribuzione dei cedimenti lungo l'asse x

$p(x)$ = distribuzione della reazione del terreno

Ricetta:

$$\begin{cases} E_f J \frac{d^4 w}{dx^4} = (q - p) \cdot B & \text{(equazione della 'linea elastica')} \\ w = f(p) & \text{(relazione cedimenti-carichi)} \end{cases}$$

f(p) dipendente dal modello di sottosuolo adottato

Metodo di Winkler (impropriamente detto '*metodo della trave elastica su suolo elastico*')

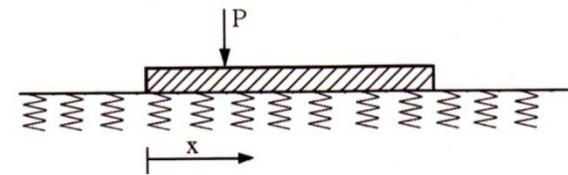
Ipotesi: relazione lineare tra cedimento w e reazione del terreno p :

$$p = kw$$

con k [$F \cdot L^{-3}$] = 'costante di sottofondo'

Equazione risultante:

$$E_f J \frac{d^4 w}{dx^4} = q(x) - kBw(x)$$



In assenza di carichi distribuiti:

$$E_f J \frac{d^4 w}{dx^4} + kBw = 0$$

Integrale generale:

$$w(x) = e^{\frac{x}{\lambda}} \left(A \cos \frac{x}{\lambda} + B \sin \frac{x}{\lambda} \right) + e^{-\frac{x}{\lambda}} \left(C \cos \frac{x}{\lambda} + D \sin \frac{x}{\lambda} \right)$$

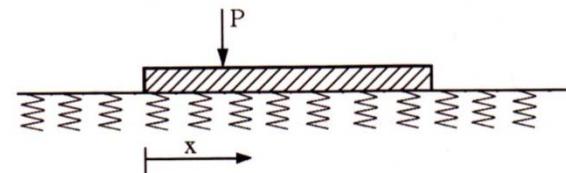
in cui:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4E_f J}{kB}}$$

Lunghezza caratteristica della trave
(è un rapporto tra rigidezze)

A, B, C, D = costanti dipendenti dalle condizioni al contorno

Metodo di Winkler



Ottenuta la $w(x)$, si ricavano:

- reazione del terreno p [F·L⁻¹]

$$p = kBw$$

- rotazione della trave α

$$\alpha = \frac{dw}{dx}$$

- momento flettente M

$$M = E_f J \frac{d\alpha}{dx} = E_f J \frac{d^2 w}{dx^2}$$

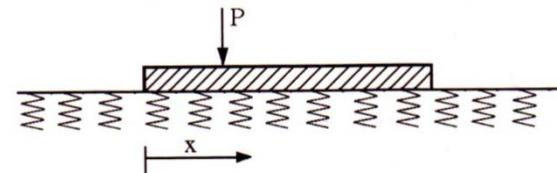
- sforzo di taglio T

$$T = \frac{dM}{dx} = E_f J \frac{d^3 w}{dx^3}$$

→ verifiche

Metodo di Winkler: soluzioni

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4E_f J}{kB}}$$



$$\frac{L}{\lambda} \leq \frac{\pi}{4}$$

⇒ **Trave rigida** (inflessione trascurabile rispetto alla compressione del terreno)

- si ottiene una distribuzione lineare reazioni e cedimenti → Il metodo di Winkler degenera nel metodo del trapezio tensioni.
- una distribuzione lineare delle tensioni di contatto sotto una fondazione rigida è in chiara contraddizione con teorie e esperienza

$$\frac{L}{\lambda} \geq \pi$$

⇒ **Trave infinitamente flessibile (di lunghezza infinita)**

(caratteristiche di sollecitazione che si smorzano entro la lunghezza della trave)
Soluzioni in forma chiusa

$$\frac{\pi}{4} \leq \frac{L}{\lambda} \leq \pi$$

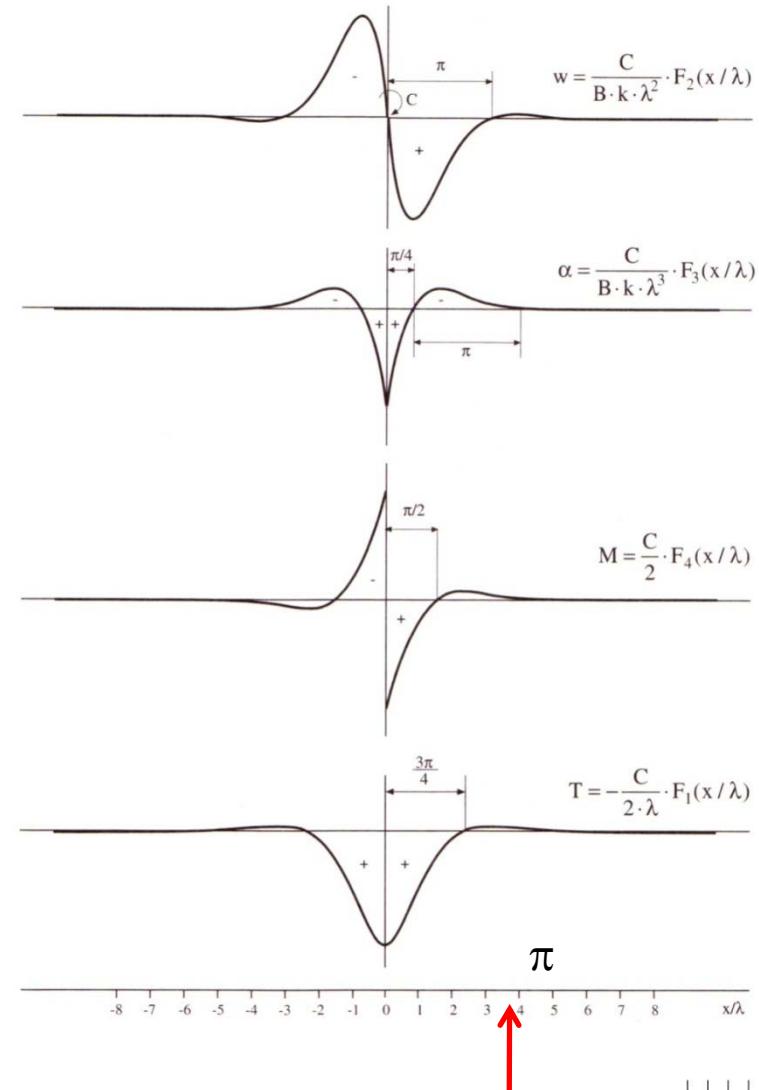
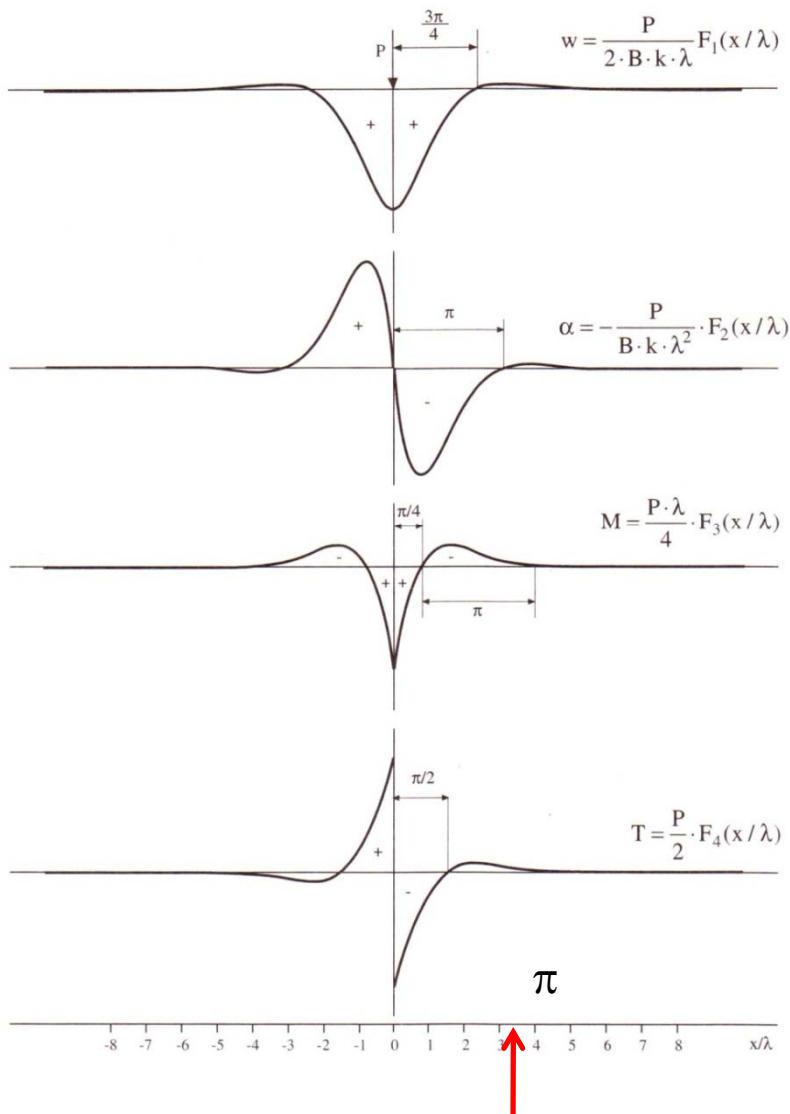
⇒ **Trave deformabile (di lunghezza finita)**

L'equazione va risolta caso per caso, in funzione di carichi e condizioni al contorno.

Soluzione determinabile:

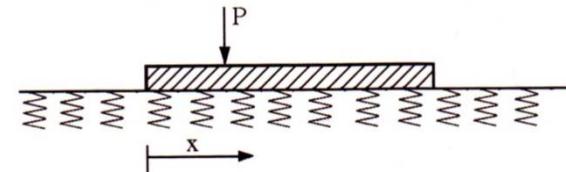
- in generale, per via numerica (elementi finiti, differenze finite)
- in alcuni casi, in forma chiusa.

Metodo di Winkler: soluzioni per trave infinitamente flessibile ($L/\lambda > \pi$)



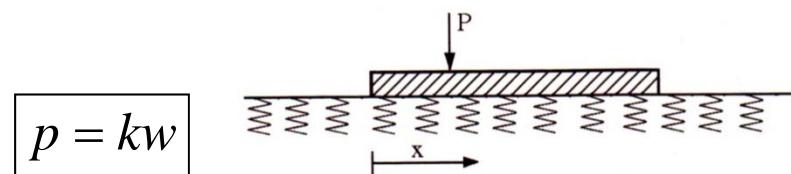
Metodo di Winkler

$$p = kw$$

**Note**

- il cedimento w in una generica ascissa x dipende SOLO dalla reazione del terreno p in quella ascissa x , indipendentemente dalla rigidezza relativa fondazione-terreno.
- quindi, se il carico è uniformemente distribuito sulla trave, il metodo prevede un cedimento UNIFORME e caratteristiche di sollecitazione identicamente NULLE, indipendentemente dalla rigidezza relativa fondazione-terreno.
- la 'costante' k non è un parametro che dipende solo dalle proprietà meccaniche del terreno, ma dipende anche dalla geometria della fondazione

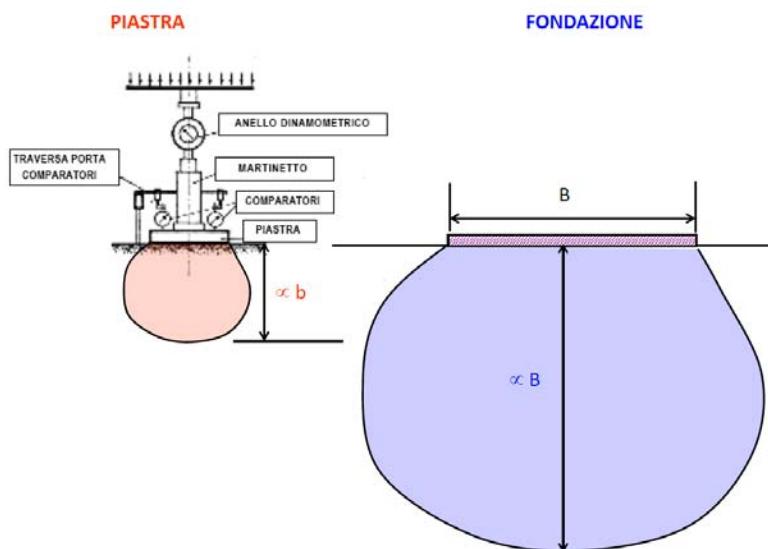
Metodo di Winkler



- la 'costante' k non è un parametro che dipende solo dalle proprietà meccaniche del terreno, ma dipende anche dalla geometria della fondazione

ad esempio:

$$\left\{ \begin{array}{l} w_{ex} \approx w_{ed} = \int_0^{4B} \frac{\Delta \sigma'_z}{E_{ed}} dz \approx \frac{2q_{ex}B}{E_{ed}} \\ w_{ex} \approx w_{el} = \frac{q_{ex}B}{E} I_w(v) \end{array} \right. \Rightarrow \left. \begin{array}{l} k = \frac{E_{ed}}{2B} \\ k = \frac{E}{I_w B} \end{array} \right\}$$



il valore di k da introdurre nel modello deve quindi discendere da una valutazione geotecnica del cedimento 'medio' atteso dovuto al carico 'medio' agente.

Metodo di Barden: trave elastica (E_F, J_F) su semispazio elastico (E_T, v)

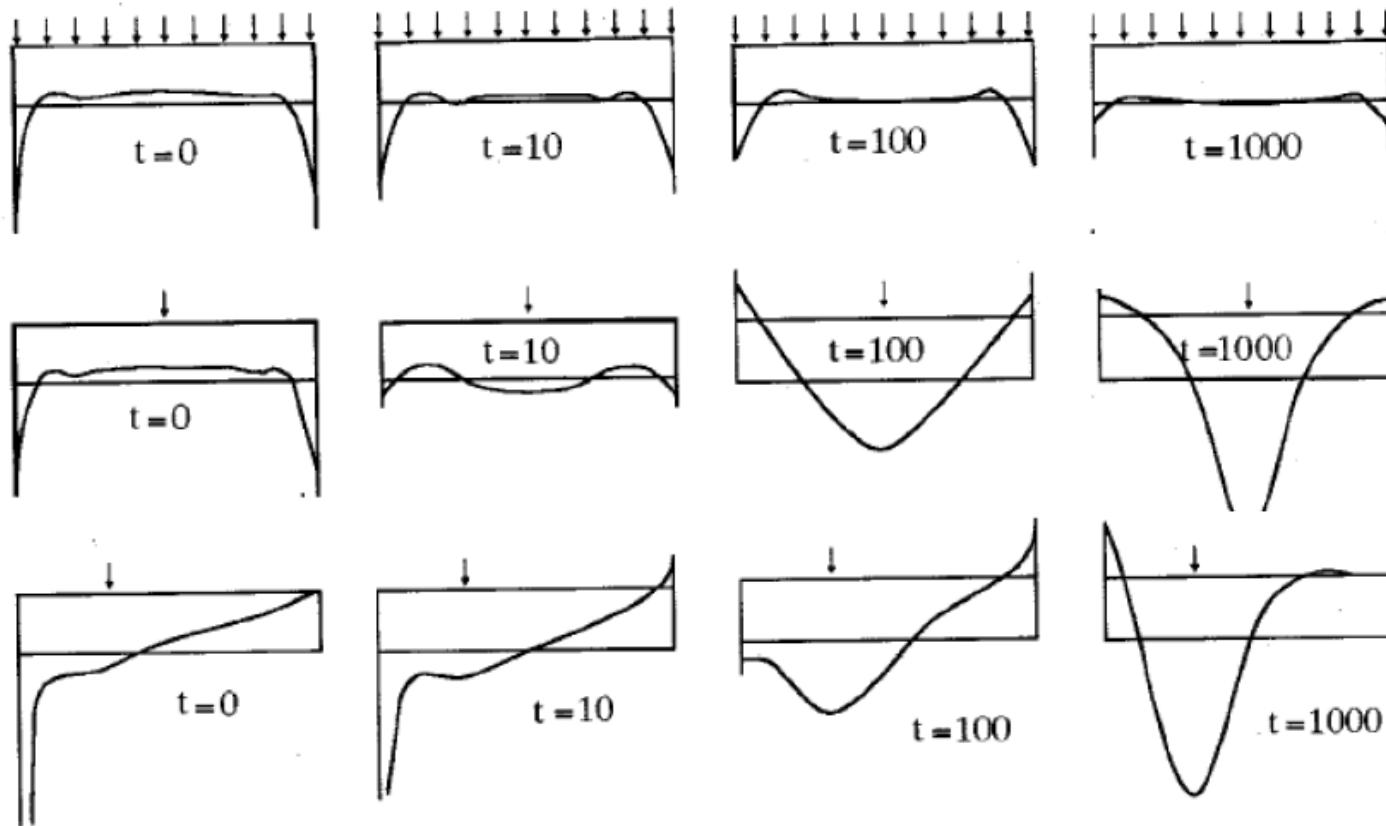
La soluzione dipende da un parametro di rigidezza relativa τ

∞ rigida

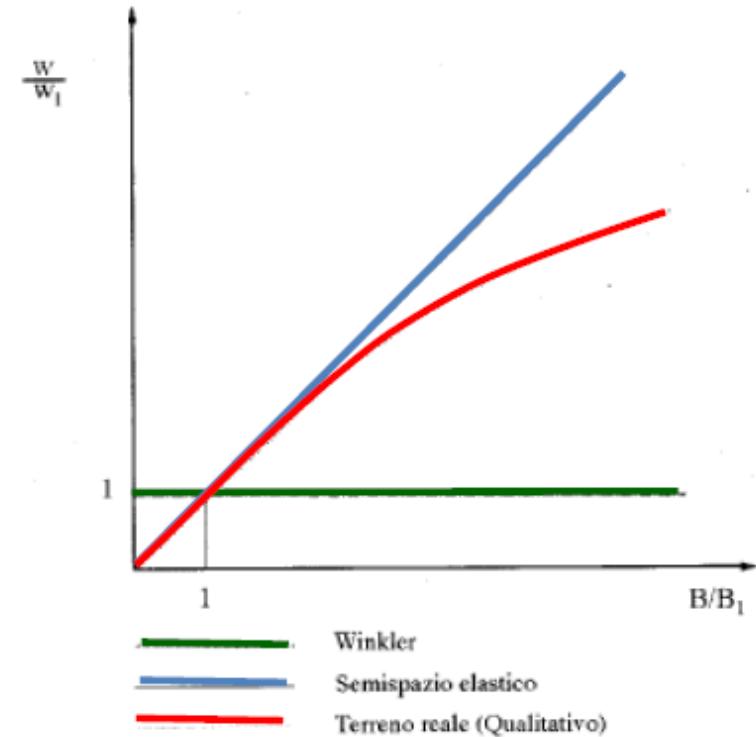
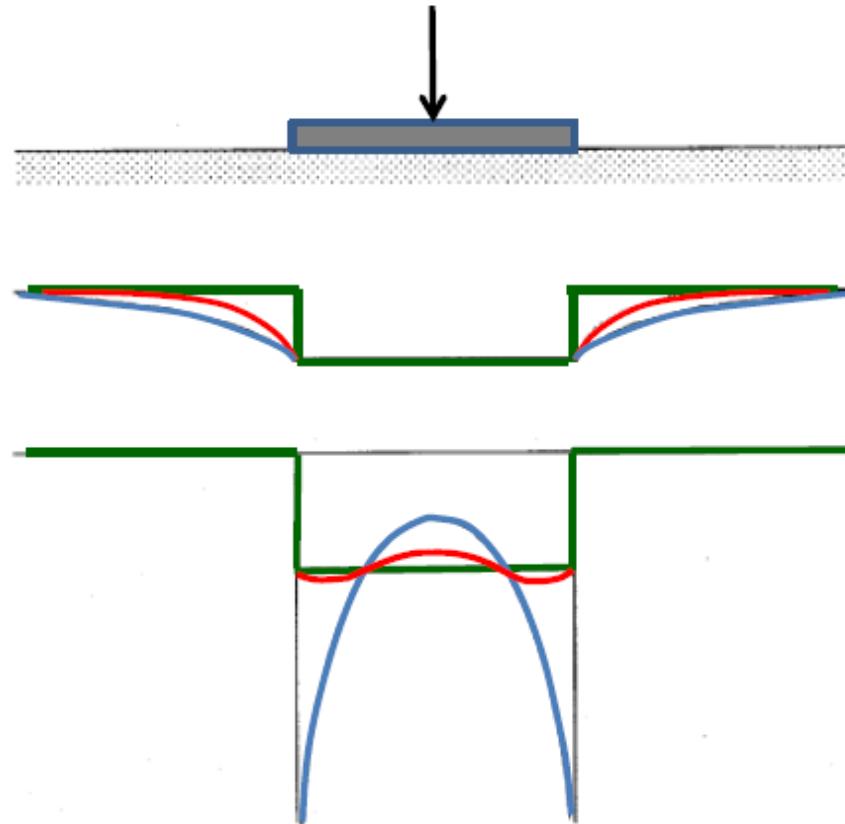
$$\tau = \frac{\pi E_T B L^3}{32(EI)_F(1-v^2)}$$

∞ flessibile

Tensioni di contatto per diverse distribuzioni di carichi



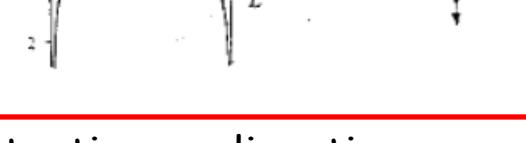
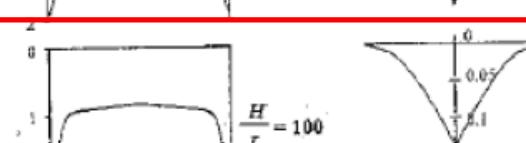
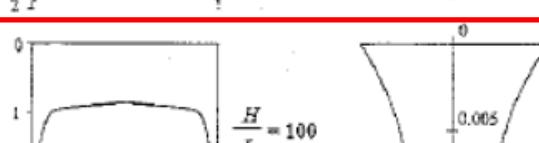
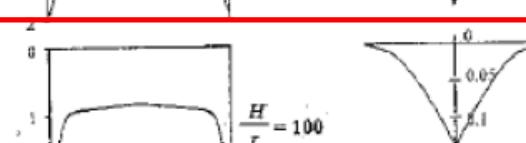
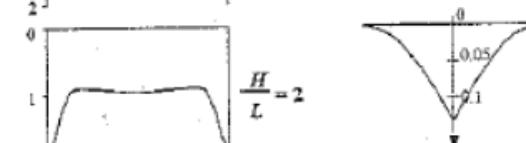
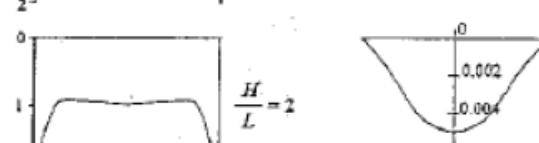
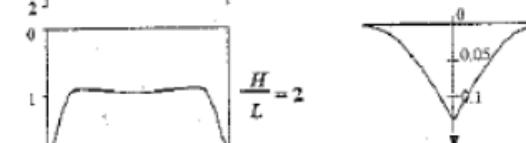
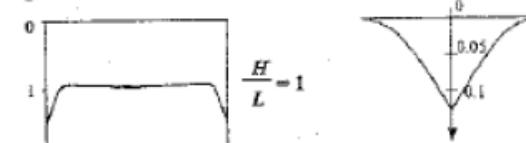
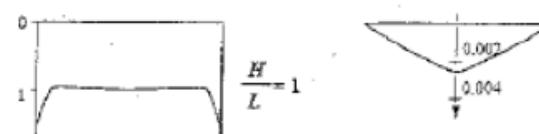
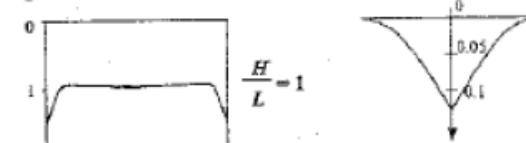
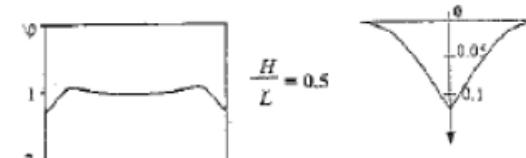
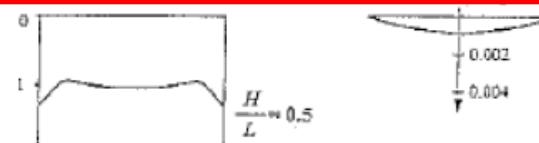
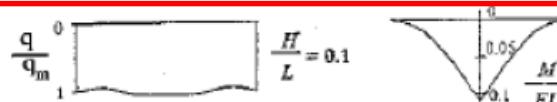
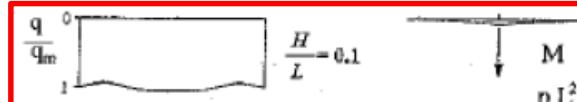
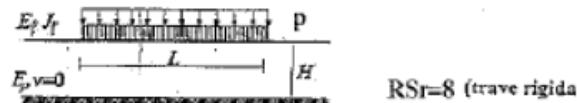
Fondazione rigida: confronto tra soluzioni Winikler, Barden e andamenti reali



Metodo di Koenig&Sherif: trave elastica (E_F, J_F) su strato elastico di spessore finito (E_T, v)

La soluzione dipende da un parametro di rigidezza relativa RS

$$RS = \frac{12(EI)_F}{E_t BL^3}$$



Winkler

Barden

Tensioni di contatto e momenti flettenti normalizzati

Metodi di Barden e di Koenig&Sherif

Travi (e piastre) elastiche su terreno modellato come continuo elastico lineare

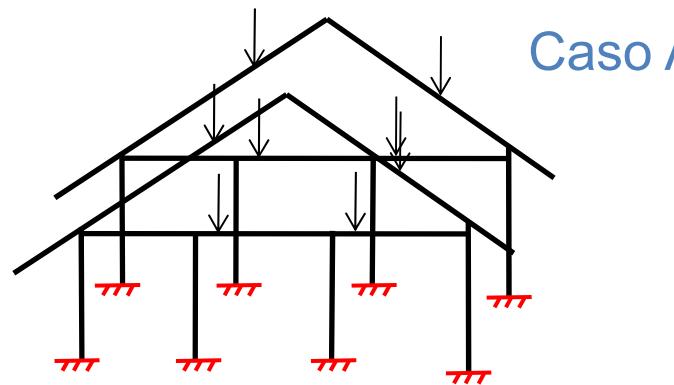
Nota

Mentre il modello di trave o piastra appare adeguato, il modello di sottosuolo sembra creare qualche perplessità.

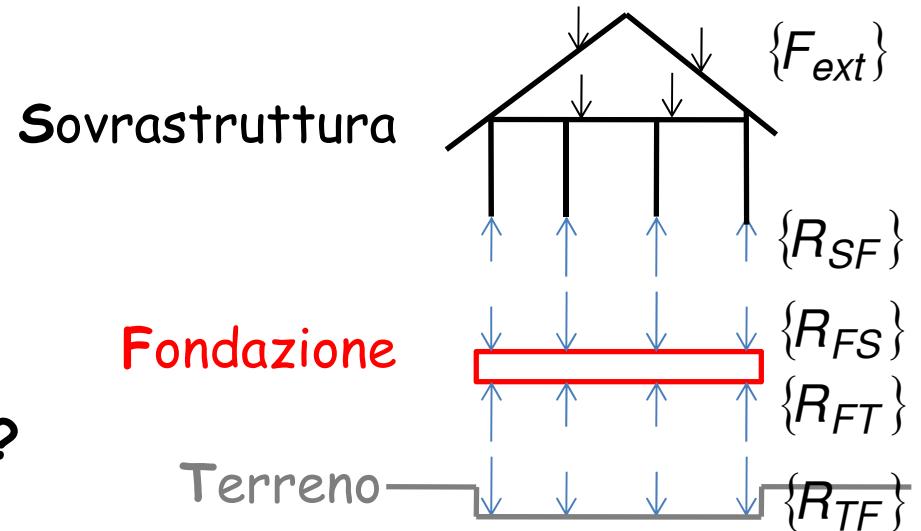
Infatti, il volume significativo di terreno interessato da una fondazione è spesso stratificato, e quindi, a maggior ragione, la rigidezza non può essere considerata costante. Quale valore assumere ?

In perfetta analogia con l'approccio alla valutazione della costante di Winkler, sembra opportuno:

- stimare, nel modello geotecnico di sottosuolo reale e con metodi geotecnici, il cedimento atteso sotto il carico medio agente;
- successivamente, ricavare il valore della rigidezza che, utilizzata in un semispazio elastico (o in uno strato elastico di limitato spessore) omogeneo, fornisce lo stesso valore del cedimento stimato;
- Valutare quindi le sollecitazioni strutturali in fondazione (ovvero, i fenomeni di interazione terreno-struttura) con riferimento a questo modello di terreno 'equivalente'.



... e la rigidezza sovrastruttura ?



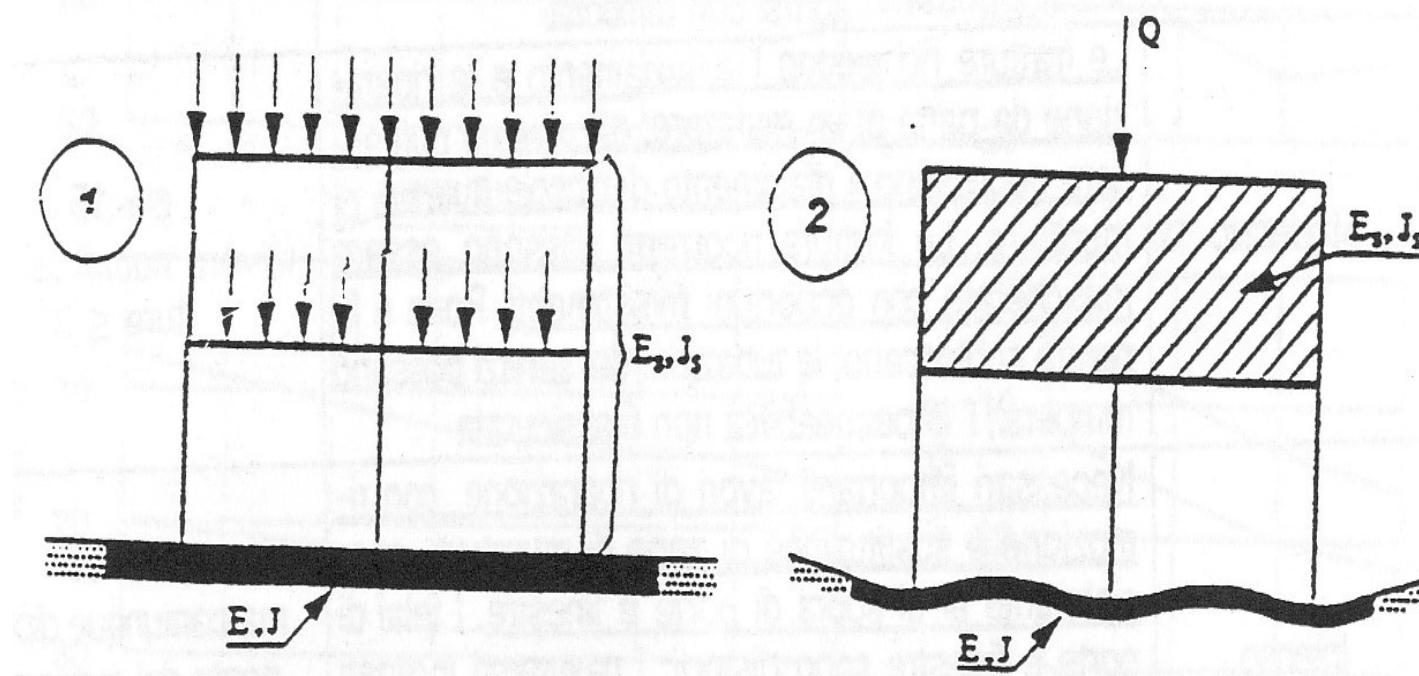
Due tematiche:

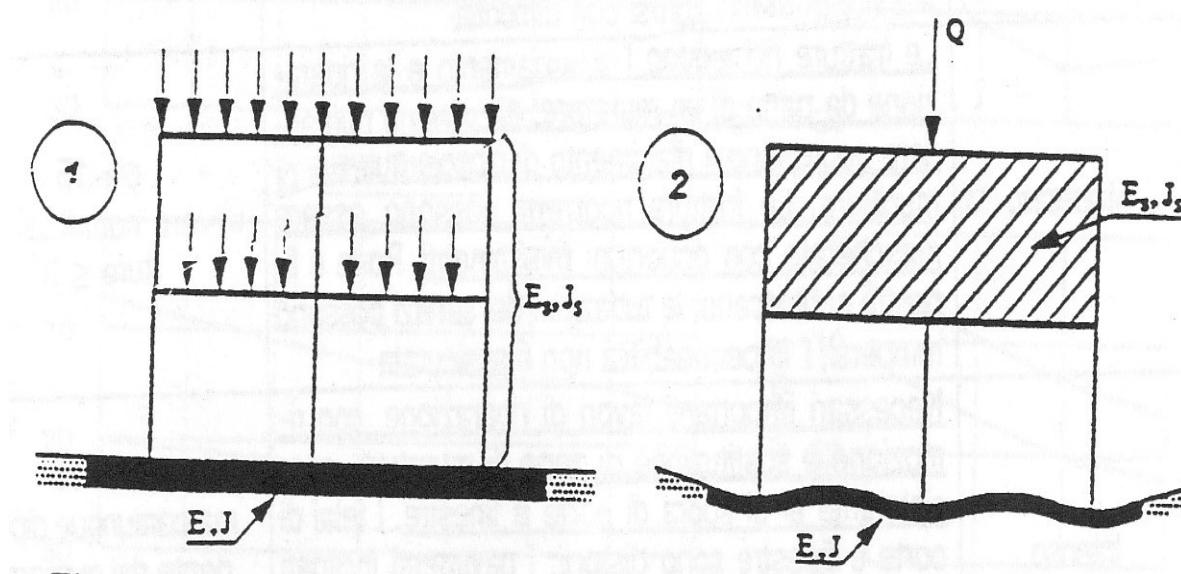
- Rigidezza relativa fondazione-sovrastruttura
- Rigidezza equivalente della fondazione

Rigidezza relativa fondazione-sovrastruttura

Situazioni limite 1: rigidezza fondazione \gg rigidezza sovrastruttura

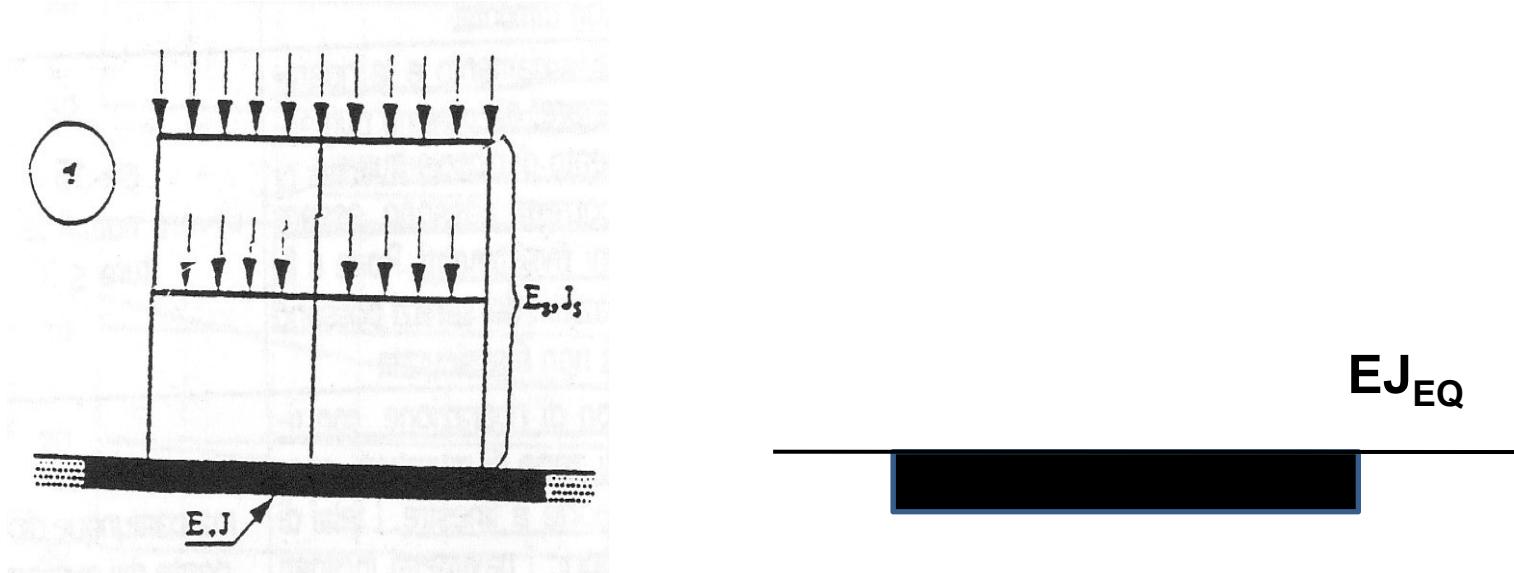
Situazioni limite 2: rigidezza fondazione \ll rigidezza sovrastruttura





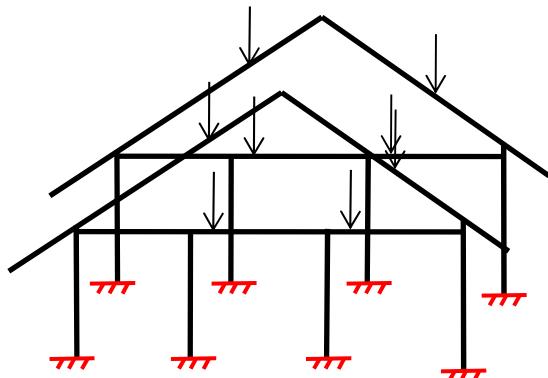
Possono essere studiate entrambe le situazioni limite (la 1 a vincoli fissi e la 2 imponendo equilibrio (risultante dei carichi e reazioni) e congruenza (atto di moto rigido della sovrastruttura) per confrontare i valori delle azioni in fondazione nelle due situazioni limite e valutare quindi gli effetti della rigidezza della sovrastruttura

Rigidezza equivalente della fondazione



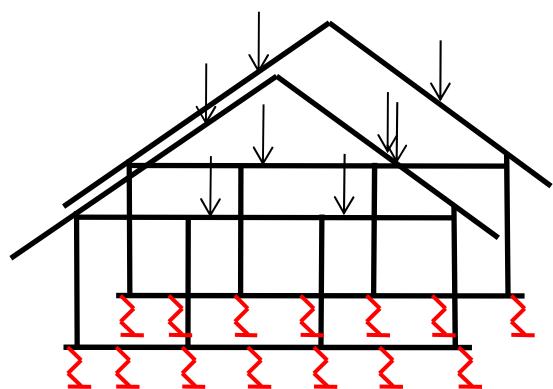
Non esistono procedimenti consolidati per definire una rigidezza equivalente della fondazione (ovvero, una rigidezza incrementata) che tenga conto della rigidezza della sovrastruttura (e in particolare di quella dei solai).

Dipendenza dalla tipologia strutturale (rigidezza delle connessioni verticali degli orizzontamenti ai piani)



Caso A

... e nel caso B ?



Caso B

Se è vero che in questo caso, le sollecitazioni in fondazioni si ottengono automaticamente dal calcolo, e la rigidezza della sovrastruttura è portata in conto, occorre sempre tenere a mente i limiti dei metodi a molle indipendenti:

- No buono se fondazioni rigide;
- No buono se carichi uniformemente distribuiti;
- No buono se k non viene scelto in modo ragionato.**

Considerazioni Conclusive 1/2

Lo studio dei fenomeni di interazione terreno-struttura è certamente una tematica importante e complessa;

In particolare, i fenomeni di interazione terreno-struttura influenzano lo stato di sollecitazione negli elementi strutturali (verifiche SLE e SLU);

Esistono diversi approcci, con diversi livelli di complessità, allo studio del problema ... occorre scegliere quello commisurato alle peculiarità e agli obiettivi del progetto.

Considerazioni Conclusive 2/2

In ogni caso, è importante conoscere le ipotesi alla base e i limiti dei metodi e dei modelli (sia per le strutture che per il terreno che vengono utilizzati).

INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

L'anima strutturista e l'anima geotecnica del progettista devono saper comunicare e intendersi