

# Influenza della rigidità della sovrastruttura sulla distribuzione dei cedimenti del piano di posa di un edificio \*

R. JAPPELLI \*\*

SOMMARIO: Si comunicano i risultati di una ricerca teorico-sperimentale sui cedimenti del piano di posa di un edificio industriale fondato su pali poggianti su di un banco di ghiaia e sabbia, interrotto da uno strato di limo compressibile.

I cedimenti del piano di posa dell'edificio sono stati calcolati in base ai risultati di prove di laboratorio eseguite su campioni intatti del limo, tenendo conto della rigidità della struttura in elevazione.

I valori dei cedimenti misurati in sito sono in discreto accordo con i valori calcolati.

I risultati ottenuti dimostrano che, nel caso in esame in cui il banco compressibile trovasi ad una notevole profondità dal piano di campagna, la rigidità della struttura in elevazione modifica solo leggermente la distribuzione dei cedimenti, che in prima approssimazione possono ancora calcolarsi nella usuale, più semplice ipotesi di edificio « flessibile ».

Il calcolo delle tensioni trasmesse al sottosuolo e dei corrispondenti cedimenti delle fondazioni si effettua, di regola, in base ai valori che le pressioni sul piano di posa assumono nell'ipotesi semplificativa che la rigidità dell'edificio sia trascurabile. È noto, tuttavia, che i cedimenti differenziali, che si deducono dal calcolo effettuato in tale ipotesi, rappresentano dei valori limiti superiori per la struttura. Nella realtà, infatti, i valori che si ottengono sono più piccoli, in quanto la presenza dell'intero edificio, con la sua rigidità, comporta una ridistribuzione delle pressioni sul piano di posa, ed attenua i valori dei cedimenti differenziali: al limite, in un edificio infinitamente rigido, per il quale la risultante dei carichi fosse centrata, i cedimenti differenziali sarebbero nulli.

In effetti, quindi, la reale distribuzione dei cedimenti dipende dalle caratteristiche del terreno e della struttura, considerati nel loro complesso.

Solo in epoca relativamente recente questo problema è stato affrontato nella sua generalità da alcuni studiosi, che ne hanno fornito soluzioni molto interessanti [SCHULTZE, 1963 e 1964; DE BEER, GRASSHOF e KANY, 1966] (1).

In pratica, tuttavia, le applicazioni di queste teo-

rie sono ancora molto rare, per le gravi difficoltà, che l'introduzione di molteplici parametri e la complessità dei calcoli comportano.

In qualche caso, però, in cui le caratteristiche della struttura ed i lineamenti del terreno di fondazione risultino particolarmente semplici, è possibile ancora applicare metodi elementari di calcolo con risultati soddisfacenti.

Naturalmente, il controllo della validità dei risultati può ottenersi solo attraverso un rilievo diretto dei cedimenti della struttura, rilievo che raramente è possibile effettuare.

Un'occasione favorevole per lo svolgimento di uno studio di questo tipo si è presentata allo scrivente per un edificio costruito recentemente a Messina dalla *Società Italiana per l'Esercizio Telefonico* e destinato ad accogliere una centrale al servizio di questa città.

L'edificio sorge in Via Croce Rossa, in una zona pianeggiante del quartiere meridionale. Esso è costruito con intelaiatura in cemento armato, secondo lo schema della fig. 1, dove sono rappresentate la planimetria delle fondazioni ed una sezione trasversale tipo dell'edificio.

I terreni di fondazione, esplorati con otto sondaggi disposti come in fig. 1, sono costituiti da cinque tipi fondamentali, indicati con le lettere A, B, C, D, E.

Il terreno A è un materiale superficiale di riporto.

Il terreno B è costituito da limo con sabbia e da sabbia con limo di colore marrone, con un contenuto naturale d'acqua superiore al limite di plasticità.

Il terreno C è stato rinvenuto ad una profondità media di m 12 circa dal piano di campagna.

\* Questa ricerca rientra nel piano di indagini in corso con il contributo del *Consiglio Nazionale delle Ricerche* nel *Centro Geotecnico della Sicilia*, presso l'*Istituto di Idraulica* della Facoltà di Ingegneria di Palermo.

\*\* Prof. Ing. Ruggiero JAPPELLI, L.D. Inc. di *Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni di Terra (Geotecnica)* presso la Facoltà di Ingegneria di Palermo.

(1) Per un esame critico cfr. anche: R. JAPPELLI: *Problemi di fondazione, ad esclusione delle palificate* - *Geotecnica* 3, 1958; *Il concetto di rigidità del complesso terreno-struttura e la sua importanza nel proporzionamento delle fondazioni* - *Geotecnica* 4, 1966.

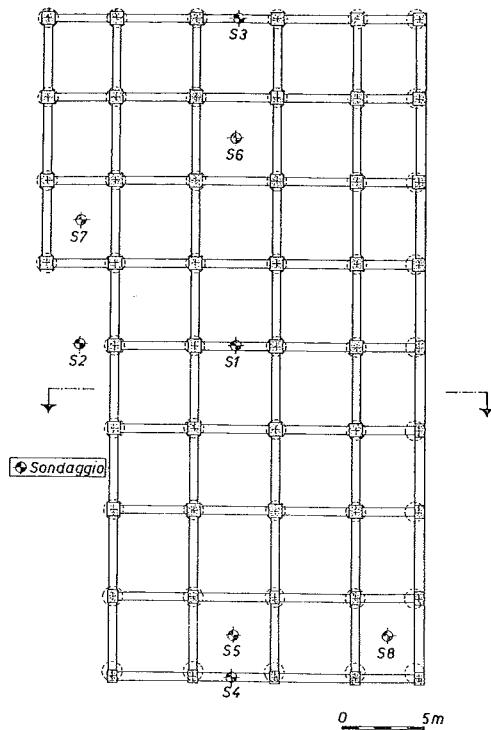


Fig. 1 - Piano delle fondazioni e sezione d'insieme dell'edificio e dei terreni di fondazione.

Esso è costituito, fondamentalmente, da un limo con sabbia di colore nerastro, passante in alcuni punti a sabbia fina con limo ed in altri a sabbia grossa e limo, ricco di sostanza organica e conchiglie. Il contenuto naturale di acqua di questo terreno risulta quasi sempre alquanto più elevato del limite di plasticità; anche la porosità in sito è piuttosto elevata.

Nell'insieme, il complesso dei terreni B e C risulta molto compressibile.

In profondità il terreno C si estende fino a m 22 circa, dove poggia su di un banco di ghiaia e sabbia D con grani di forma arrotondata, di origine alluvionale. La presenza di questo banco è stata accertata fino alla profondità massima esplorata di m 40 circa. Tuttavia, le indagini hanno posto in luce che il banco in questione non è continuo, ma che esso è interrotto tra le profondità di m 31 e 34 circa da uno strato di limo sabbioso E di colore grigio misto a torba nerastra con elevato contenuto naturale di acqua.

Questo limo, la cui composizione granulometrica rientra nella fascia di fig. 2, ha un contenuto naturale d'acqua, misurato su campioni intatti, quasi sempre superiore a 0,50, cui corrisponde in media un indice di consistenza pari a 0,5. Il limite di liquidità si aggira intorno a 0,60; l'indice di attività è compreso all'incirca fra 0,75 e 1,10.

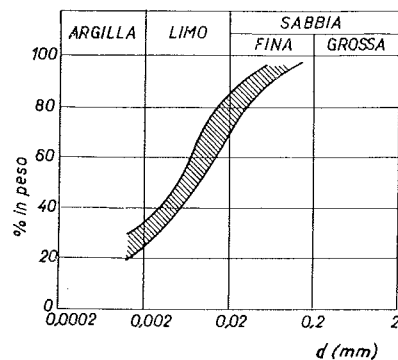


Fig. 2 - Composizione granulometrica del terreno E.

La presenza di sostanza organica è posta in evidenza da una cospicua riduzione dei valori dei limiti di consistenza per effetto dell'essiccamento del materiale in istufa.

La porosità è notevolmente elevata, perchè si aggira in media intorno a 0,58; i pori sono del tutto saturi di acqua.

Le curve di compressione edometrica di fig. 3, rilevate su campioni intatti prelevati con i sondaggi S5 e S7, dimostrano che il terreno E è abbastanza compressibile con un indice di compressibilità  $C_c$  che si aggira intorno a  $0,20 \div 0,30$ .

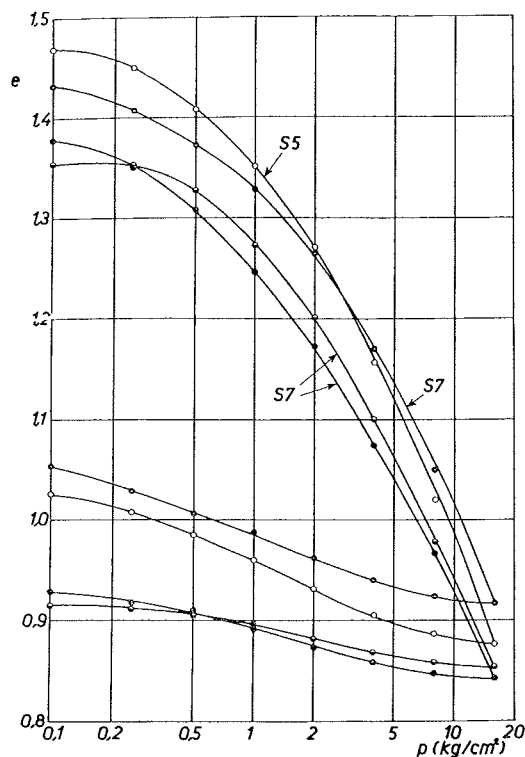


Fig. 3 - Curve di compressione edometrica rilevate su campioni intatti del terreno E.

Quanto al terreno D, esso ha una compressibilità certamente molto inferiore a quella del terreno E; la sua resistenza al taglio, misurata con prove di compressione triassiale su provini saturi, ricostituiti in laboratorio con una porosità prossima a quella che si è indirettamente dedotta con prove di penetrazione in sito, è caratterizzata da una coesione nulla e da un angolo d'attrito di  $34^\circ$ .

È stato anche possibile riconoscere che, nella parte superiore, indicata con  $D_1$ , la ghiaia è prevalentemente fina ed è spesso mista a limo; nella parte  $D_2$  sottostante al terreno E, invece, la ghiaia si presenta a grana più grossa e le inclusioni limose sono praticamente assenti.

Si osservi, infine, che i terreni innanzi descritti sono sede di una falda freatica, il cui pelo libero è stato rinvenuto alla profondità di m 7,50 circa dal piano di campagna.

L'edificio è fondato su pali del diametro di mm 1250 disposti come in fig. 1.

La palificata è stata costruita a partire dalla profondità di m 6,00 circa, raggiunta con uno sbancaamento generale; il volume dello scavo è stato utilizzato per un piano cantinato.

Le teste dei pali sono collegate da un robusto telaio orizzontale.

I pali hanno una lunghezza complessiva di m 18,00 circa, sicchè il piano di posa della fondazione ricade entro il terreno  $D_1$ .

I carichi effettivi, applicati sul piano di posa in corrispondenza degli assi dei pali, nell'ipotesi di edificio « flessibile », sono schematicamente rappresentati nella fig. 4a con riferimento ad una sezione trasversale tipo dell'edificio.

Considerate la natura e le caratteristiche dei terreni superficiali, sembra lecito ammettere che i carichi siano trasmessi al terreno  $D_1$  interamente attraverso la punta dei pali. In tale spirito di approssimazione, nella citata figura è rappresentato l'incremento  $\sigma_z$  delle pressioni effettive sul piano mediano dello strato E, calcolato per sovrapposizione degli effetti con la formula di BOUSSINESQ, nell'ipotesi che il sottosuolo sia un semispazio omogeneo, elastico ed isotropo con piano limite coincidente con il piano di posa e supponendo, in via di approssimazione, che i carichi siano concentrati in corrispondenza degli assi dei pali.

La pressione effettiva  $p_0$  preesistente sul piano orizzontale mediano dello strato E vale all'incirca 37 ton/mq.

I valori del modulo di compressione edometrica  $E'$  del terreno E, che si deducono dalle curve di fig. 3 nell'intervallo  $p_0 \div p_0 + \sigma_z$  delle pressioni applicate, sono compresi fra 490 ÷ 565 ton/mq. Il terreno D, di gran lunga meno compressibile del terreno E, è stato supposto addirittura incompressibile.

I corrispondenti valori dei cedimenti  $\Delta z$ , calcolati in base ai valori minimo e massimo di  $E'$  lungo le varie verticali considerate, sono rappresentati in diagramma nella citata fig. 4a.

Tuttavia, i carichi verticali ovvero le reazioni degli appoggi del telaio assumono i valori considerati in precedenza solo se si trascura la collaborazione della sovrastruttura. Infatti, i cedimenti calcolati nelle ipotesi ammesse sono parzialmente impediti dalla presenza dell'edificio, che ne modifica, quindi, la distribuzione.

Si è allora proceduto ad un nuovo calcolo delle caratteristiche di sollecitazione nella sovrastruttura, considerando il telaio tipo collegato al terreno tramite appoggi elasticamente cedevoli, caratterizzati da rigidezze definite dal rapporto fra il carico applicato ed il corrispondente cedimento calcolato.

In questo modo si è pervenuti ad una nuova distribuzione dei carichi verticali trasmessi ai pali, che ricadono nella generica sezione trasversale.

La nuova distribuzione dei carichi agenti sul piano di posa è indicata in fig. 4b. Si riscontra, come era da prevedersi, una migrazione dei carichi verso

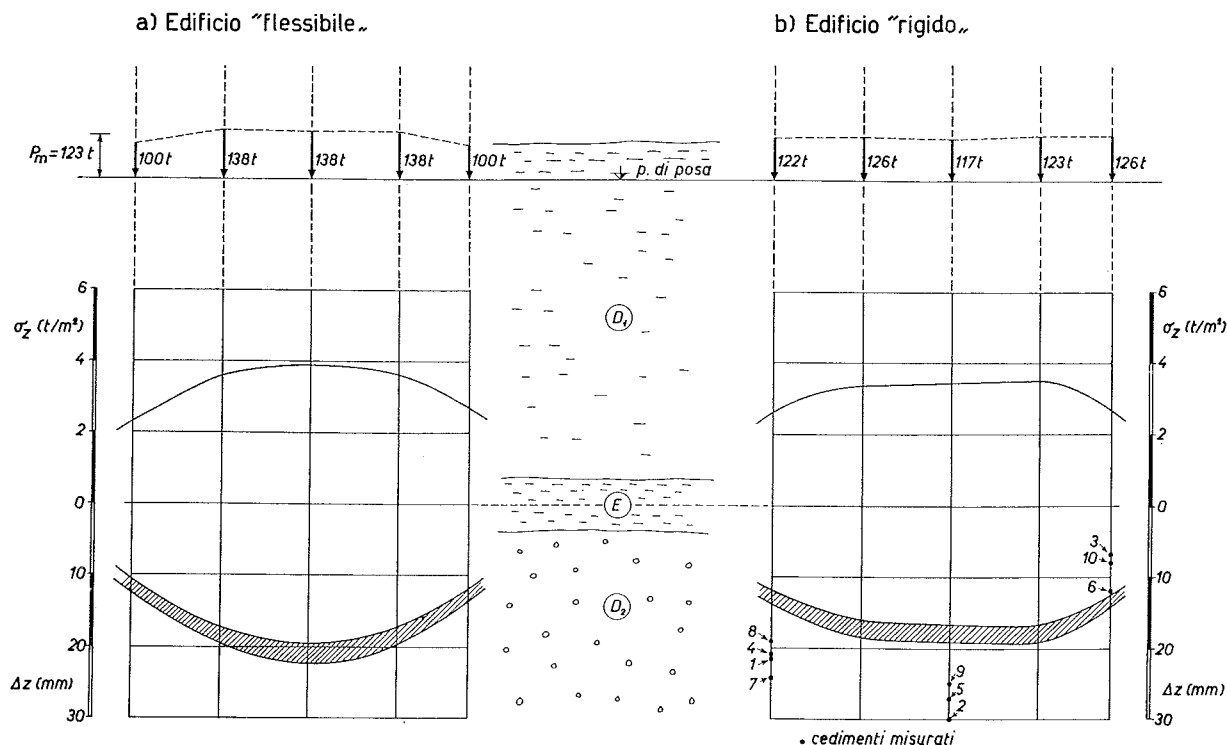


Fig. 4 - Tensioni sul piano medio dello strato di terreno E e valori dei cedimenti calcolati per  
a) edificio «flessibile»; b) edificio «rigido».

In b) sono rappresentati i valori dei cedimenti misurati nei vari punti indicati in fig. 5.

i bordi dell'area caricata con conseguente alleggerimento della zona centrale.

In base a questa nuova distribuzione dei carichi e nelle medesime ipotesi precedenti si è ripetuto il calcolo dell'incremento di tensione  $\sigma_z$  sul piano medio dello strato E e dei corrispondenti cedimenti, pervenendo ai risultati illustrati con i diagrammi di fig. 4b.

Alla nuova distribuzione dei carichi e dei cedimenti corrispondono, lungo le varie verticali, valori delle rigidità, che non differiscono apprezzabilmente da quelle precedenti. Non si è ritenuto necessario, pertanto, nello spirito di approssimazione del presente calcolo, ripetere ancora il procedimento per ricercare la corrispondente nuova distribuzione dei carichi.

Si possono assumere, quindi, per i cedimenti calcolati  $\Delta z$  del piano di posa dell'edificio, i valori che risultano dai diagrammi di fig. 4b.

Dal confronto fra le fig. 4a e b si rileva come la rigidità dell'edificio modifichi la distribuzione delle pressioni sul banco di terreno E e come essa influenzi il corrispondente diagramma dei cedimenti.

Per un confronto fra i risultati dei calcoli svolti nelle due ipotesi di edificio «flessibile» e di edificio «rigido» si osservi che nel primo caso la distorsione angolare massima  $(\delta/l)_{\max}$  <sup>(1)</sup> [SKEMPTON e

MAC DONALD, 1956] vale 1/675, mentre si riduce a 1/818 nell'ipotesi di edificio «rigido».

Per un controllo dei valori calcolati, sono state installate piastrine di riferimento e sono stati misurati i cedimenti dell'edificio in una serie di punti disposti come in fig. 5.

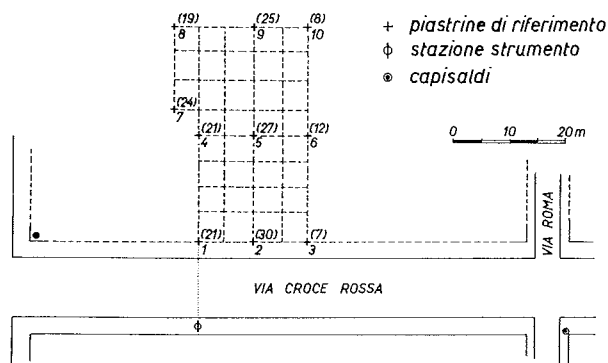


Fig. 5 - Schema delle misure per il rilievo dei cedimenti dell'edificio. Accanto ai punti di misura sono indicati i valori finali dei cedimenti in mm.

Le misure sono state eseguite mediante livellazioni con l'appoggio di due capisaldi situati a note-

<sup>(1)</sup> Valore massimo del rapporto fra il cedimento differenziale  $\delta$  fra le verticali di due appoggi contigui e l'interasse  $l$  fra gli appoggi medesimi.

vole distanza dall'edificio. Purtroppo, per difficoltà pratiche incontrate nel corso dei lavori, non si sono potuti portare a compimento i rilievi con la prevista frequenza in tutti i punti di misura. Non è possibile, perciò, tracciare diagrammi che rappresentino l'effettivo decorso dei cedimenti nel tempo. Dai dati raccolti risulta evidente, tuttavia, che la parte più cospicua dei cedimenti si è sviluppata nel corso stesso dei lavori e che i valori finali si sono raggiunti qualche mese dopo il termine della costruzione dell'edificio.

I valori, che, con buona approssimazione, possono considerarsi finali, sono indicati in fig. 5 accanto ai singoli punti di misura.

Nella fig. 4b tali valori sono posti a confronto con quelli calcolati nell'ipotesi di edificio « rigido ».

Tenuto conto del grado di approssimazione raggiungibile con questi calcoli [LEUSSINK, 1953; MUHS, 1963; JAPPELLI, 1965 a] si può ritenere che i valori misurati siano mediamente in buon accordo con quelli calcolati.

La distorsione angolare massima misurata vale all'incirca 1/400, valore questo che è di un ordine di grandezza non molto diverso da quello calcolato nell'ipotesi di edificio « flessibile ».

La presenza di lesioni capillari riscontrate in qualcuna delle travi dell'edificio, il cui comportamento è risultato peraltro perfettamente soddisfacente, può considerarsi una conferma del criterio statistico indicato da SKEMPTON e MAC DONALD, secondo i quali il valore  $(\delta/l)_{\max} = 1/300$  rappresenta orientativamente un limite, nel cui intorno hanno inizio i primi dissesti della struttura [SKEMPTON e MAC DONALD, 1956; JAPPELLI, 1962].

In conclusione, la presente ricerca può considerarsi come un altro contributo alla raccolta di dati sui cedimenti delle fondazioni, per il confronto fra i risultati dei calcoli di progetto ed il reale comportamento delle opere [JAPPELLI 1965 b].

I risultati ottenuti dimostrano ancora una volta

che l'ordine di grandezza dei cedimenti può essere previsto con calcoli elementari; nel caso qui studiato, in cui il banco compressibile trovasi ad una notevole profondità, si è potuto constatare, inoltre, che la rigidità della struttura in elevazione altera solo leggermente la distribuzione dei cedimenti. Si conferma, cioè, che in casi simili a quello studiato la semplice ipotesi di edificio « flessibile » può essere ammessa in prima approssimazione nei calcoli dei cedimenti.

L'A. ringrazia l'Ing. Santi RUBERTO, progettista delle strutture in cemento armato, e l'Impresa Ing. A. FERLAZZO, che con la loro intelligente collaborazione hanno reso possibile lo svolgimento della presente ricerca.

#### BIBLIOGRAFIA

- DE BEER E., GRASSHOF H., KANY M. (1966) - *Die Berechnung elastischer Gründungsbalken auf nachgiebigem Untergrund* - Westdeutscher Verlag, Köln.
- JAPPELLI R. (1962) - *Ricerca sui cedimenti differenziali del piano di posa di un edificio* - Geotecnica 2.
- JAPPELLI R. (1965 a) - *Settlement studies of some structures in South Italy* - Proc. VI Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal.
- JAPPELLI R. (1965 b) - *Misura delle proprietà fisico-meccaniche dei terreni*. - Relazione generale al VII Convegno di Geotecnica - Geotecnica 2, 1965.
- LEUSSINK H. (1953) - *Die Genauigkeit von Setzungsberechnungen - Vorträge der Baugrundtagung 1953*, Deutsche Ges. Erd und Grundbau, Berlino.
- MUHS H. (1963) - *Die Berechnung der Bauwerkssteifigkeit von Hochhäusern aus den Ergebnissen von Setzungsbeobachtungen* - Proc. Eur. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden.
- SCHULTZE E. (1963) - *Der Einfluss des Baugrundes auf die Bemessung von Gründungsbalken und-platten* - Proc. Eur. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden.
- SCHULTZE E. (1964) - *Zur Definition der Steifigkeit des Bauwerks und des Baugrundes sowie der Systemssteifigkeit bei der Berechnung von Gründungsbalken und-platten* - Bauingenieur.
- SKEMPTON A. W., MAC DONALD D. H. (1956) - *The allowable settlements of buildings* - Proc. Inst. Civ. Eng.

#### SUMMARY

##### **Influence of the rigidity of the structure on the settlement of an industrial building.**

A. reports the results of a theoretical and experimental research on the settlement of foundation plane of an industrial building founded on point bearing piles with a length of about 18 metres. The piles rest on a bed of sand and gravel of alluvial origin, interrupted by a layer of compressible organic silt (fig. 1).

The settlement of the building has been computed on the basis of laboratory tests results on undisturbed samples taken from the layer of silt. The computation takes into account, under some simplifying assumptions, the rigidity of the whole structure in elevation.

The settlements measured in a number of points of the building (fig. 4 and 5) are in satisfactory agreement with the computed values. It is noted that the rigidity of the structure in elevation does not influence appreciably the settlements distribution, that, in this particular case of a deep compressible layer, can be approximately evaluated without great error in the usual simpler hypothesis of a « flexible » structure.

The behaviour of the building confirms the statistical criteria established in 1956 by SKEMPTON and MAC DONALD on limiting values of the angular distortions which can be deduced from the measured differential settlements of the foundation plane.