

Recensioni

Il dissesto del silos di Transcona per sfiancamento laterale del terreno di fondazione (The bearing - capacity failure of the Transcona elevator) - R. B. PECK e F. G. BRYANT.

Il dissesto del silos di Transcona: relazione di un testimone oculare (Transcona elevator failure: eye-witness account) - L. SCOTT WHITE.

Geotechnique, vol. III, n. 5, marzo 1953, pag. 201-214.

Nel 1913 venne ultimata a North Transcona, 11 km circa a nord-est di Winnipeg (Canada meridionale), la costruzione di un grande silos granario in cemento armato, comprendente sessantacinque celle circolari, alte ventotto metri, disposte in cinque file di tredici celle ognuna.

L'opera di fondazione era costituita da una platea generale in cemento armato delle dimensioni di metri $23,50 \times 59,45$ con piano di posa a metri 3,65 di profondità dal piano di campagna. A celle completamente piene (36370 m^3 di frumento insilato), il carico sul piano di posa sarebbe stato di $3,29 \text{ kg/cm}^2$.

Il riempimento del silos venne effettuato gradualmente e con la maggiore uniformità possibile. Senonchè quando era stato immagazzinato all'incirca l'85% del totale, si notò qualche cedimento del manufatto. Dopo un'ora la struttura si era abbassata uniformemente di circa 30 cm, e successivamente cominciò ad inclinarsi fino a raggiungere dopo un giorno l'inclinazione di $26^\circ 53'$ rispetto alla verticale (vedi figg. 1 e 2).

La preoccupazione immediata dei tecnici fu allora quella di verificare le condizioni di integrità della struttura in cemento armato e di procedere poi al raddrizzamento dell'opera.

Tuttavia già a quei tempi venne rilevato l'estremo interesse geotecnico del fenomeno determinatosi; mancavano però le basi teorico-sperimentali per analizzarlo. In seguito, con lo sviluppo della Geotecnica, il dissesto di Transcona venne assunto come tipico esempio di instabilità di un terreno di fondazione ed ampiamente descritto. La opportunità di svolgere un'approfondita indagine quantitativa si è però presentata solo nel 1951. Su questa indagine riferiscono PECK e BRYANT nella memoria qui recensita.

Vennero anzitutto eseguiti due sondaggi ubicati ad una distanza tale dal silos da escludere sicuramente il terreno interessato dalla rottura. In realtà già nel 1913, subito dopo il dissesto del silos, erano stati eseguiti, in vicinanza del silos medesimo, numerosi son-

daggi, tutti a carattere qualitativo, che avevano consentito di verificare le notizie che già si possedevano sulla costituzione geologica della zona: la provincia di Winnipeg trovasi in corrispondenza di uno dei punti più profondi di un lago di origine glaciale e pertanto giace su estesi sedimenti a grana fina depositatisi, per spessori fino a $10 \div 15$ metri, nelle acque del lago al di sopra di una formazione calcarea attribuita all'Ordoviciano (Paleozoico).

I sondaggi eseguiti nel 1951 hanno avuto invece carattere prevalentemente geotecnico: si è infatti proceduto al carotaggio intatto e quasi continuo dei terreni di fondazione ricavandone una numerosa serie di pro-

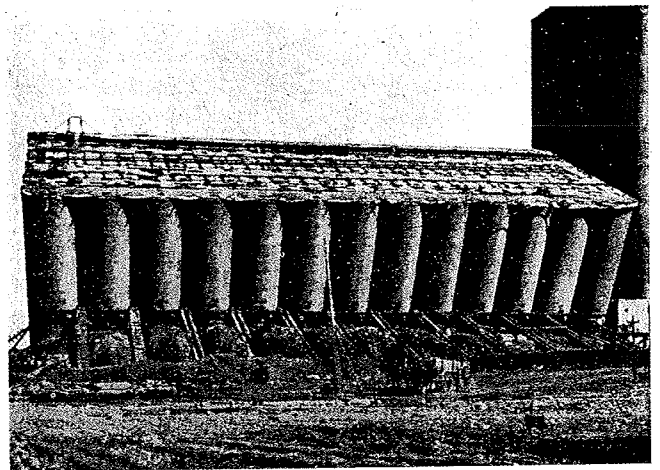


Fig. 1 (da Allaire A., 1915)

vini indisturbati sui quali sono state eseguite tutte le prove di laboratorio necessarie per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione medesimi.

Ciascun provino, del diametro di circa 5 cm e della lunghezza di poco più di 15 cm, venne innanzitutto accuratamente esaminato e descritto. Si passò quindi all'esecuzione delle prove di laboratorio e precisamente:

a) determinazione del contenuto naturale di acqua (eseguita su tutti i provini);

b) determinazione dei limiti di consistenza su materiale essiccato all'aria (determinati solo per alcuni campioni rappresentativi);

c) prove di compressione e rottura a dilatazione trasversale libera (condotte a termine su quasi tutti i provini, sia allo stato intatto sia dopo rimaneggiamento e ricostituzione a pari porosità e contenuto di acqua);

d) prove di compressione e rottura triassiale (eseguite su due campioni rappresentativi e con un solo valore della pressione laterale σ_3 , pari a 2,83 kg/cm²).

Gli AA. riportano i profili dei sondaggi con tutti i risultati delle prove. Da notare, di fondamentale

dilatazione trasversale libera di 1,07 kg/cm². Il valore del limite di fluidità è risultato di 1,03 e quello del limite di plasticità di 0,35. Secondo la carta di plasticità di CASAGRANDE tali limiti corrispondono a quelli di un'argilla inorganica di alta plasticità. Il materiale in sito si presenta variamente fessurato con distanza fra le spaccature di circa 6 mm;

— per altri quattro metri circa, argilla sabbiosa grigia con un contenuto di acqua medio di circa 0,57 ed una resistenza alla compressione trasversale libera di circa 0,63 kg/cm².

I limiti di consistenza sono ad un dipresso gli stessi di quelli del terreno soprastante;

— al di sotto dell'argilla sabbiosa grigia, ghiaia sabbiosa giallognola contenente frammenti di calcare e sacche di argilla per una potenza di circa tre metri e quindi il tetto della formazione calcarea.

Il livello della falda indisturbata veniva riscontrato a circa due metri e mezzo dal p. c.

Stabilite attraverso le prove di laboratorio le caratteristiche dei terreni di fondazione, si è proceduto al calcolo del carico limite e cioè del carico massimo, trasmissibile al piano di posa, oltre il quale si manifestano nel terreno di fondazione cospicui fenomeni di sfiancamento. Si è passati quindi al raffronto di questo con il carico gravante sul piano di posa del silos all'atto del dissesto.

Per il calcolo del carico limite è stata applicata una nota formula del TERZAGHI (1), che nel nostro caso, essendo $\varphi = 0$, si riduce alla semplice espressione:

$$q = \gamma H + c N_c = \gamma H + 1,2 q_u N_c$$

dove:

γH rappresenta il carico esistente sul piano di posa prima della costruzione. Nel caso in esame esso ha il valore di 0,70 kg/cm²;

q_u è il carico di rottura nella prova di compressione a dilatazione trasversale libera;

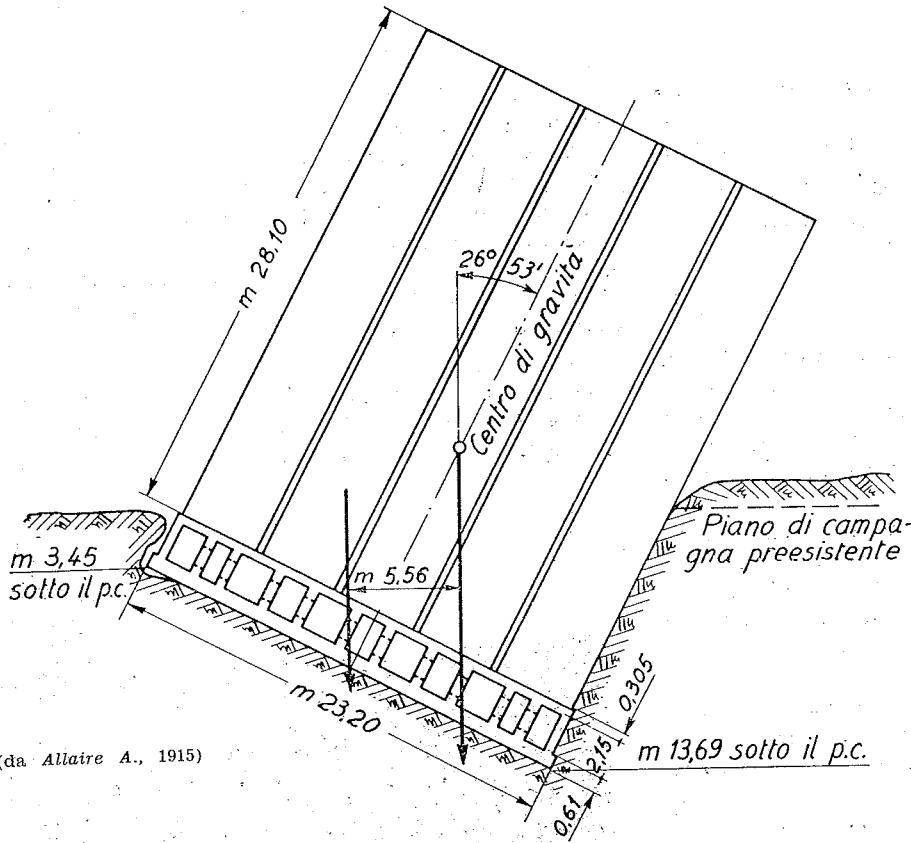


Fig. 2 - Sezione trasversale del silos dopo il dissesto.

importanza ai fini dell'indagine, che il terreno in istudio si è comportato nelle prove come se il suo angolo di attrito φ fosse uguale a zero e tutta la resistenza al taglio dipendesse dalla sola coesione c .

Nella memoria di PECK e BRYANT sono anche riportati i risultati di altre prove, quali analisi termiche differenziali, prove di compressione edometrica, ecc., non direttamente interessanti ai fini del calcolo, ma eseguite per completezza di trattazione. In particolare, dalle analisi termiche è risultato che il terreno in questione è costituito per circa due terzi da « illite », per un terzo da « montmorillonite », mentre solo in minima quantità sono presenti materiali non argillosi.

In sintesi, il sottosuolo in esame è risultato così costituito:

— per i primi otto metri circa a partire dal p. c., argilla grigio-giallognola con un contenuto di acqua di circa 0,45 ed una resistenza alla compressione a

(1) TERZAGHI K.: *Theoretical Soil Mechanics*, Ed. J. Wiley New York, 1947, pag. 125.

N_c è un fattore dipendente dalle caratteristiche geometriche della fondazione (lunghezza L , larghezza B , profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna H).

Nell'introdurre N_c nei calcoli gli AA., anziché adottare i valori riportati dal TERZAGHI, hanno impiegato una formula più recente dovuta a SKEMPTON ⁽²⁾ secondo cui, quando il rapporto $\frac{H}{B}$ è inferiore a 2,5, si ha:

$$N_c = 5 \left(1 + \frac{B}{5L} \right) \left(1 + \frac{H}{5B} \right)$$

Per q_u gli AA. hanno assunto una prima volta un valore di 0,91 kg/cm², ottenuto come media ponderale fra i valori medi corrispondenti rispettivamente al primo ed al secondo strato di argilla, ed una seconda volta il valore 0,65 kg/cm² relativo al solo secondo strato meno resistente e ciò per tener conto della diminuzione di resistenza indotta nel primo strato dalla presenza delle ricordate fessurazioni e del fenomeno della rottura progressiva conseguente alla differente resistenza dei due strati di argilla a contatto.

In definitiva si sono ottenuti i seguenti valori del carico limite q :

nel I caso: $q = 0,70 + 2,51 = 3,21$ kg/cm²;

» II » : $q = 0,70 + 1,76 = 2,46$ »

Il valore del carico unitario sul piano di posa, corrispondente al peso proprio della struttura ed al quan-

(2) SKEMPTON A. W. 1951: *The Bearing Capacity of Clays*, Building Research Congress, I: 180-189.

titativo di frumento immagazzinato all'atto dello sfiancamento, era di 2,99 kg/cm². Un raffronto fra questo valore ed i due valori dianzi calcolati per il carico limite dimostra un accordo fra il calcolo ed il rilievo sperimentale che è senz'altro soddisfacente per gli scopi pratici.

Nella loro nota PECK e BRYANT aggiungono che un raffronto fra i valori del carico limite calcolato nelle due ipotesi anzidette, dimostrerebbe che sul dissesto del silos l'influenza della rottura progressiva fu in realtà relativamente modesta e che le frequenti fessurazioni nello strato di argilla superiore non introducevano un serio errore nella valutazione della resistenza dello strato stesso.

All'articolo di PECK e BRYANT fa seguito una breve nota di L. Scott WHITE, testimone oculare dell'incidente.

In tale nota, oltre a numerose pregevoli fotografie del silos in vari stadi della costruzione, durante il dissesto e dopo il restauro, è espresso il convincimento dell'autore che se la Geotecnica fosse stata in quei tempi così progredita quanto lo è oggi, l'incidente di Transcona non si sarebbe sicuramente verificato.

Nel caso del silos di Transcona erano state infatti eseguite delle prove preliminari sul terreno di fondazione e tali prove, consistite semplicemente in prove di carico in sito, avevano fornito risultati ritenuti soddisfacenti. Orbene, sulla base delle odierne conoscenze nel campo della meccanica dei terreni, è ben noto come non sia possibile risalire, se non in casi particolarissimi, dai risultati ottenuti con una prova di carico eseguita su una piccola area di appoggio al comportamento della struttura in vera grandezza specialmente quando, come nel caso del silos di Transcona, i terreni meno resistenti si trovano ad una certa profondità dal piano di posa. (G. Sapia).

Bibliografia sulla stabilizzazione dei terreni

La *Indian National Society on Soil Mechanics and Foundation Engineering* ha intrapreso la pubblicazione di una bibliografia sulla stabilizzazione dei terreni comprendente tutte le pubblicazioni comparse fino al giugno 1953.

Il costo del libro, che sarà di circa 300 pagine, si aggirerà intorno alle L. 2.000.

Coloro che intendessero farne acquisto, possono prenotarsi presso la Segreteria della Associazione Geotecnica Italiana, Napoli, via Mezzocannone, 16.