

GIORNATA DI STUDIO CIAS  
CAGLIARI 3 OTTOBRE 2008  
CROLLI DEGRADO E CONSOLIDAMENTO DELLE STRUTTURE IN C.A.

## Il caso dell'Auditorium dell'Istituto Roth

Prof. Ing. Barbara De Nicolo

Prof. Ing. Zaira Odoni

### 1.0 Inquadramento generale

In questo lavoro si avanzano delle ipotesi sulle cause del crollo improvviso dell'Auditorium di un Istituto Tecnico nella Provincia di Sassari.

L'edificio risale agli anni 1966-1967, le strutture in elevazione sono realizzate in muratura portante ed i solai sono del tipo misto in laterocemento. Su un lato dell'edificio vi è una trave alta 0,5 m inserita nella muratura tra il primo e secondo piano sulla quale era innestato il solaio di copertura dell'Auditorium, dall'altro estremo, sul lato del crollo, il solaio poggiava su una trave di dimensioni 0,40 · 0,40 m, armata con 4 Ø 12 quali reggistaffe.



Questa trave poggiava a sua volta sulla parete, oggetto di crollo, che era costituita da 4 pilastri in calcestruzzo, 0,50 · 0,50 m, fortemente armati, tra i pilastri erano inserite con passo 1,70 m, in cadenza con le finestre, 4 lesene in cemento armato di dimensioni 0,30 · 0,30 m, un'altra lesena 0,30 · 0,30 m chiudeva la sequenza sulla porta antincendio.



La particolarità della struttura della facciata consiste nel fatto che all'estremo inferiore i pilastri erano semplicemente appoggiati al basamento fondale in muratura, tale situazione era occultata dalla prosecuzione del pilastro con una lesena applicata anche sul basamento fondale.



Per rafforzare il concetto di vincolo semplice tra la trave di cordolo e il basamento fondale era inserito uno strato bituminoso.



Tra i pilastri era inserita una partizione orizzontale, secondo l'ordine seguente a partire dal blocco di fondazione in muratura:

cordolo in calcestruzzo fortemente armato  $0,50 \cdot 0,50$  m, muratura in mattoni in foglio  $0,12 \cdot 0,70$  m, finestra  $1,40$  m di altezza, cordolo in calcestruzzo armato  $0,12 \cdot 0,70$  m, finestra  $1,40$  m di altezza, trave in calcestruzzo porta solaio  $0,40 \cdot 0,40$  m.

All'estremo in figura non era presente alcun pilastro in calcestruzzo, ma la facciata era collegata alla muratura ad essa perpendicolare con un tratto di muratura di lunghezza  $0,53$  m, che le attribuiva una rigidezza torsionale e flessionale dovuta all'effetto scatolare.



All'altro estremo, dal quale è iniziato il crollo, la parete e le travi in calcestruzzo inferiore e superiore, non erano innestate al muro adiacente, come sottolineato dalle lastre degli stipiti in marmo della porta antincendio e dei due livelli di finestre. Quindi ad un estremo la trave di sostegno del solaio era libera di ruotare in quanto il vincolo realizzato era di fatto un semplice appoggio.

La copertura dell'Auditorium era costituita da un solaio misto in laterizio e travetti gettati in opera con luce libera  $12,50$  m, senza rompitratta, e  $22,00$  m di lunghezza.



- altezza laterizi 400 mm,
- altezza soletta in calcestruzzo 50 mm,
- larghezza travetto in calcestruzzo 120 mm,
- interasse travetti 350 mm,
- cappa formazione pendenza in calcestruzzo alleggerito 100 mm,
- armatura inferiore dei travetti, con il calibro risultano essere: 3 Ø 18 + 2 Ø 12, correnti.

Tipologia dell'acciaio d'armatura tondo liscio, in buono stato di conservazione.

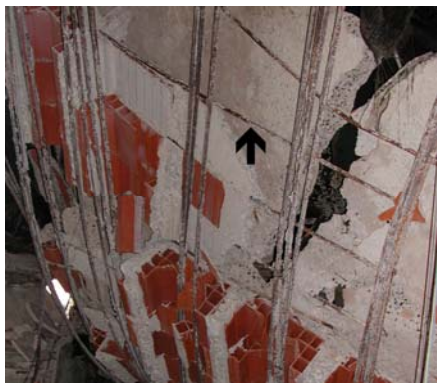


Strato fonoassorbente, ed impermeabilizzazione con manto prefabbricato in strati bituminosi, ripresa più volte nel corso della vita della struttura.

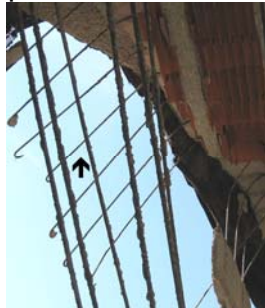


Controsoffitto in elementi quadrati in trucciolame di sughero e corpi illuminanti, inseriti in riquadri in alluminio, sostenuti da elementi in alluminio, appesi al solaio.





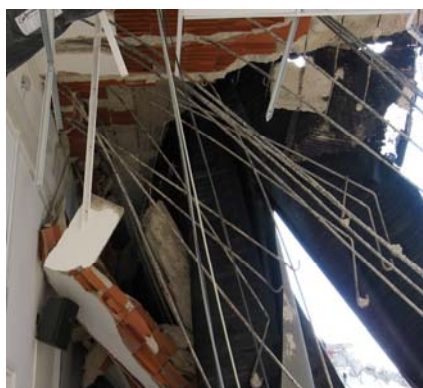
Sul laterizio del solaio era disposta una maglia quadrata di Ø 10/30, quale armatura di ripartizione,



Il solaio era innestato alle travi perimetrali portanti senza alcun banchinaggio



Vista posteriore della trave innestata nella muratura dell'edificio adiacente, sulla quale poggiava il solaio.



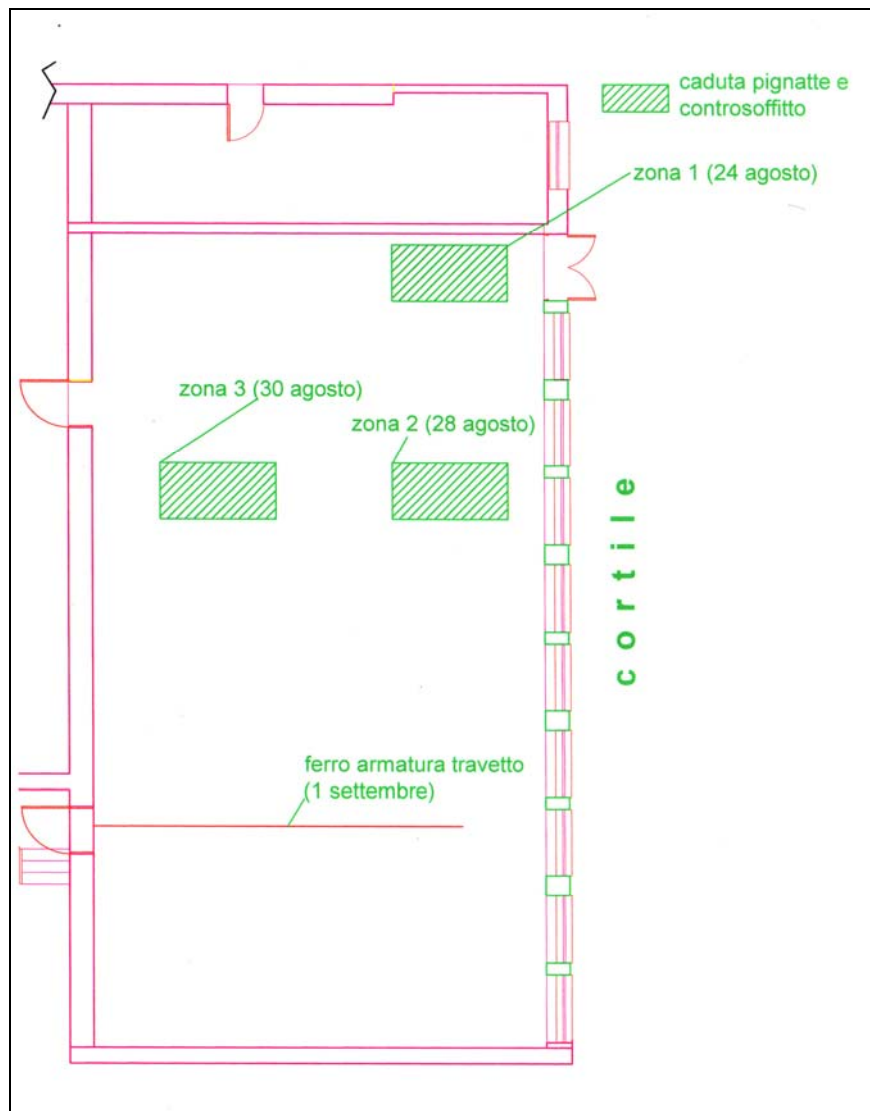
L'armatura del solaio era costituita da ferri tondi lisci in buono stato di conservazione:

- o ai vincoli estremi: 2 Ø 18 (successivamente piegati)+ 2 Ø 12 superiori e due 2 Ø 12 inferiori correnti,
- o in mezzera: 2 Ø 12 + 3 Ø 18, inferiori e 2 Ø 12 superiori.

N.B. Il diametro dei ferri è stato valutato con il calibro.

Da testimonianze raccolte sul posto si riporta la sequenza degli avvenimenti avvenuta secondo la cronologia seguente:

- 24 agosto 2006, sfondellamento, caduta pignatte e controsoffitto zona 1,
- 28 agosto 2006, sfondellamento, caduta pignatte e controsoffitto zona 2,
- 30 agosto 2006, sfondellamento, caduta pignatte e controsoffitto zona 3,
- 1° settembre ore 13,30, osservando dall'esterno, da una finestra della seconda partitura dall'estremo della facciata, si notava un ferro d'armatura poggiato sulla prima fila di poltroncine, il resto dell'interno era oscurato dai tendaggi e quindi non visibile,
- 1° settembre ore 13,50, crollo definitivo della struttura contemporaneamente al passaggio di un elicottero sulla verticale dell'edificio.



Risulta inoltre che, in occasione della sistemazione di un lampadario sul solaio in esame, nel 1998, data antecedente alla posa in opera del controsoffitto, era stata notata nel solaio una forte inflessione, visibile ad occhio nudo.



Le modalità del crollo indicano il cedimento totale della struttura di copertura a partire dall'estremo collegato, come già osservato, in modo inadeguato, con successivo trascinamento della restante parete, sino al pilastro corrispondente alla seconda partitura delle finestre.



## 2.0 Verifica statica degli elementi costruttivi

La struttura risale ad un periodo precedente la Legge 5 Novembre 1971 n. 1086, per cui non è stato possibile reperire documentazione cartacea relativa ai calcoli. Sono stati quindi eseguiti test non distruttivi ed un accurato esame visivo per stabilire la qualità dei materiali.

### 2.1 *Analisi dei materiali*

Per la caratterizzazione degli acciai, che in generale mostravano tutti un buono stato di conservazione, è stato eseguito il prelievo di N° 5 ferri d'armatura del solaio, all'ingresso della porta sul cortile principale. Il taglio è stato eseguito con sega elettrica a disco diamantato. I campioni sono stati identificati e recapitati presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale per essere sottoposti a prova di trazione.

I risultati delle prove di trazione e piegamento hanno indicato che l'acciaio utilizzato nell'armatura dei travetti del solaio era in barre tonde lisce del Aq 50, definibile anche acciaio semiduro, in quanto  $f_y > 270 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_t \cong 500 \text{ N/mm}^2$  e  $A_5\% > 16$ ,  $\sigma_{amm} = 160 \text{ N/mm}^2$  (R. Decreto Legge 16/11/1939 N° 2229, C. N°. 1472 del 23/05/1957 Ministero LL. PP, Consiglio Superiore).

Data la possibilità di osservare direttamente le armature delle strutture, sono state eseguite prove con due tipi di pacometri digitali: Rebar Plus e Elcometer Protovale Mod. P331 Standard, solo per accertare la eventuale presenza di un pilastro armato nell'angolo estremo della facciata ancora in posto. I rilievi elettromagnetici hanno escluso la presenza di un pilastro, avvalorando la tesi della continuità muraria della facciata con la parete retrostante in muratura.

La caratterizzazione del calcestruzzo è stata eseguita tramite esame visivo, prova sclerometrica e prove soniche.

Dall'esame visivo della colorazione del calcestruzzo risulta che esso, tendenzialmente bianco, è povero in dosaggio di cemento, gli inerti sono prevalentemente di natura calcarea con granulometria male assortita, con dimensioni sino a 80 mm nei pilastri e nei cordoli, mentre nei travetti del solaio sono sempre inferiori a 30 mm. In generale si nota presenza di segregazione degli inerti grossi verso il basso, il che indica costipazione errata ed inadeguata lavorabilità.



Le superfici di rottura mostrano in prevalenza il distacco totale dell'inerte dalla malta con indicazione della scarsa adesione tra malta e calcestruzzo.

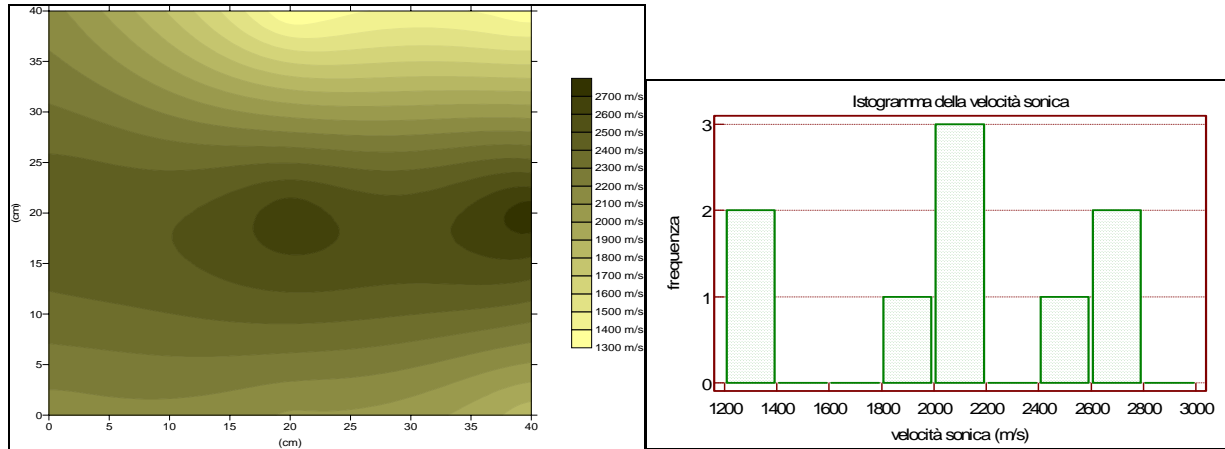
Per la granulometria degli inerti e la resistenza del calcestruzzo è comunque da tenere presente che all'art. 7 del R. Decreto Legge 16/11/1939 N° 2229, relativamente alla ghiaia si legge *"..le dimensioni degli elementi di ghiaia per strutture in conglomerato armato non devono di regola superare cm 3, per strutture a grande sezione, con ferri convenientemente distanziati, può essere tollerata la presenza di elementi di dimensioni maggiori, ma non superiori a cm 7"*.

Alla luce di queste prescrizioni si può affermare che la normativa applicata in quel periodo di costruzione non è stata disattesa.

Durante il sopralluogo sono state eseguite prove sclerometriche, con sclerometro Smith, a campione su vari elementi, cordoli, velette e pilastri giacenti a terra, tutti hanno dato indici di rimbalzo fuori dalla scala dello sclerometro, indicando calcestruzzi con resistenza media inferiore a 20 MPa.

Le prove soniche sono state eseguite sull'unico pilastro non crollato. Esse hanno dato il seguente esito.





<i>Velocità</i>	<i>Min</i>	<i>Max</i>	<i>Media</i>	<i>Dev.st.</i>
(m/s)	1293	2778	2085	536

Nel caso specifico, le misure di velocità sono state effettuate lungo 9 traiettorie poste a distanza mutua di 20 cm e di lunghezza pari allo spessore del setto, e cioè 50 cm.

I valori di velocità sonora rilevati sono compresi nel range 1293 – 2778 m/s, con valore medio pari a 2085 m/s. Come si evince dall'osservazione della distribuzione delle velocità, i valori più elevati della velocità sono concentrati in un'area piuttosto ristretta, mentre la distribuzione complessivamente si attesta intorno a 2000 m/s.

L'istogramma delle velocità conferma che i valori che si presentano con maggiore frequenza sono compresi tra 2000 e 2200 m/s ed evidenzia la forte dispersione della distribuzione. La dispersione è indicata anche dalla deviazione standard della distribuzione, pari a 536 m/s, ovvero al 26% del valore medio.

Sulla base della letteratura esistente, si può affermare che tale distribuzione di velocità è compatibile con calcestruzzo di qualità medio-bassa, con sensibile livello di disomogeneità interna.

Dall'esame visivo e dai riscontri sperimentali si può attribuire quindi al calcestruzzo un  $R_{cm} = 15 \div 20 \text{ N/mm}^2$ , per il R. Decreto Legge 16/11/1939 N° 2229, per un conglomerato ad alta resistenza era assegnato per  $\sigma_{r,28} = 16,0 \text{ N/mm}^2$ , compressione semplice:  $\sigma_{c,amm} = 4,5 \text{ N/mm}^2$ , flessione:  $\sigma_{c,amm} = 5,0 \text{ N/mm}^2$ , taglio, carico di sicurezza:  $\tau_c = 0,60 \text{ N/mm}^2$ .

## 2.2 Verifiche statiche

La normativa di riferimento, utilizzabile durante il periodo di costruzione:

- R. Decreto Legge 16/11/1939 n. 2229, XVIII, (Suppl. Ord. Alla G.U. n. 180 del 17/07/1940, "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato semplice od armato";
- Circolare n. 1472 in data 23/05/1957 del Ministero dei LL. PP - Consiglio Superiore, "Armatura delle strutture in cemento armato";
- Legge 26/05/1965, n. 595 (G.U. n. 143 del 10/06/1965) "Caratteristiche tecniche e requisiti dei leganti idraulici";



- o Circolare n. 1547 in data 15/10/1965 del Ministero dei LL. PP - Consiglio Superiore, "Caratteristiche e modalità d'impiego nel cemento armato degli acciai ad aderenza migliorata".

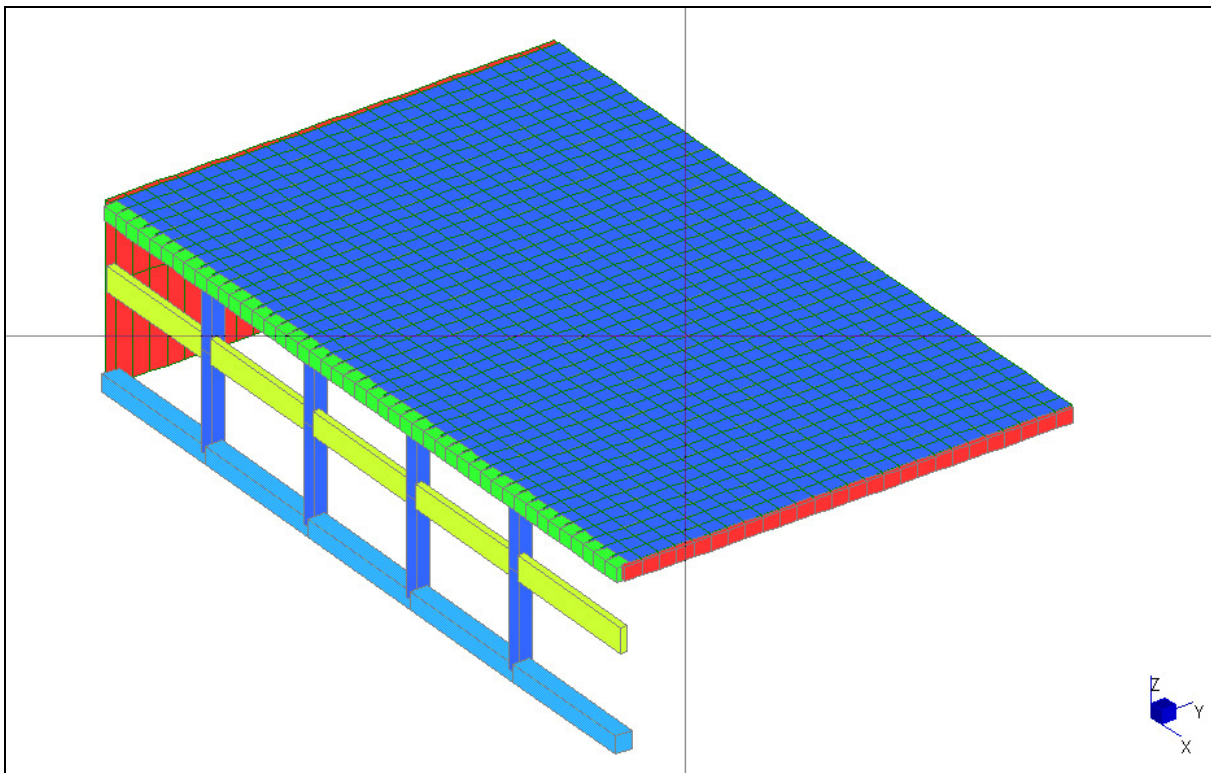
### 2.2.1 Modellazione della struttura

Per valutare il grado di sicurezza dei vari elementi strutturali è stato creato un modello agli elementi finiti tridimensionale, che rispecchia le condizioni statiche della struttura in esercizio, nel corso dei suoi 40 anni di vita. E' stato condotto dapprima un calcolo lineare per ottenere le sollecitazioni nel solaio e negli elementi portanti e successivamente un calcolo non lineare per modellare il crollo.

Analisi dei carichi:

peso proprio pignatte	1360	N/mm <sup>2</sup>
peso proprio soletta 0,05 · 2500	1250	“ “
materiale per pendenza 0,1 · 1200	1200	“ “
controsoffitto	200	“ “
guaina	300	“ “

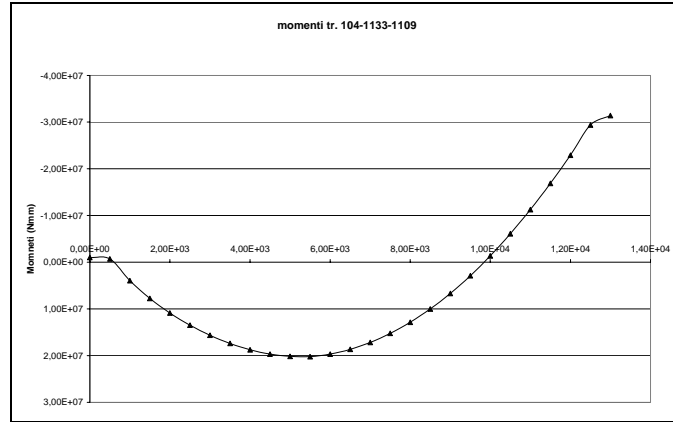
Il peso proprio degli elementi strutturali è assegnato in modo automatico dal programma in base al peso specifico del calcestruzzo (24 kN/m<sup>3</sup>).



Visualizzazione del modello completo con soletta di completamento

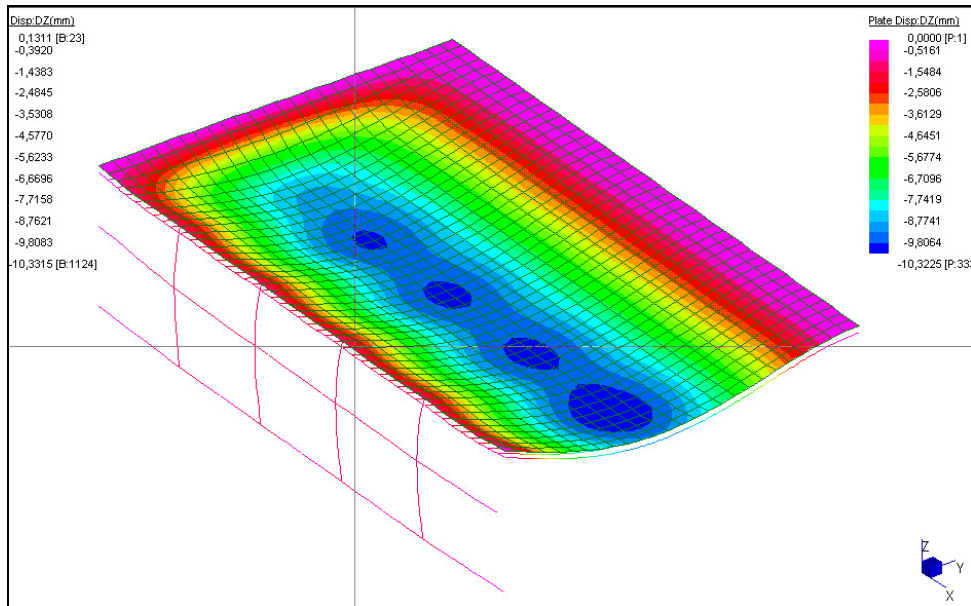
E' stata anche modellata la parete in muratura verso il cortile per riprodurre la continuità strutturale della parte non crollata. La struttura è stata modellata tenendo conto delle

effettive rigidzze delle travi sulle quali era innestato il solaio. Il diagramma dei momenti nel travetto più sollecitato è riportato nella figura seguente.



Verifiche delle sezioni del solaio, nel travetto più sollecitato, alla luce del R. Decreto Legge 16/11/1939 n° 2229. Assegnato  $m = 10$ , e la sezione a T con  $b_{\min} = 120 \text{ mm}$ ,  $b_{\max} = 350 \text{ mm}$ ,  $H = 450 \text{ mm}$ ,  $d = 420 \text{ mm}$ ,  $A_f = 989 \text{ mm}^2$  ( $3 \text{ } \varnothing 18 + 2 \text{ } \varnothing 12$ ), si ottiene  $x = 147,00 \text{ mm}$ , l'asse neutro taglia la nervatura,  $J = 7,94 \text{ E}+08 \text{ mm}^4$ , per  $M_{\max} 36168 \text{ Nm}$ ,  $\sigma_c = 3,74 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_f = 69,47 \text{ N/mm}^2$ . Si può osservare che le verifiche a flessione sono positive per l'armatura ( $\sigma_f = 69,47 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$ ), e per il calcestruzzo ( $\sigma_c = 3,74 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} = 5,0 \text{ N/mm}^2$ ).

Risulta verificata a flessione anche la sezione dei travetti con le fibre superiori tese. Le sezioni correnti dei travetti erano quindi in condizioni di sicurezza per quanto riguarda la resistenza dei materiali.



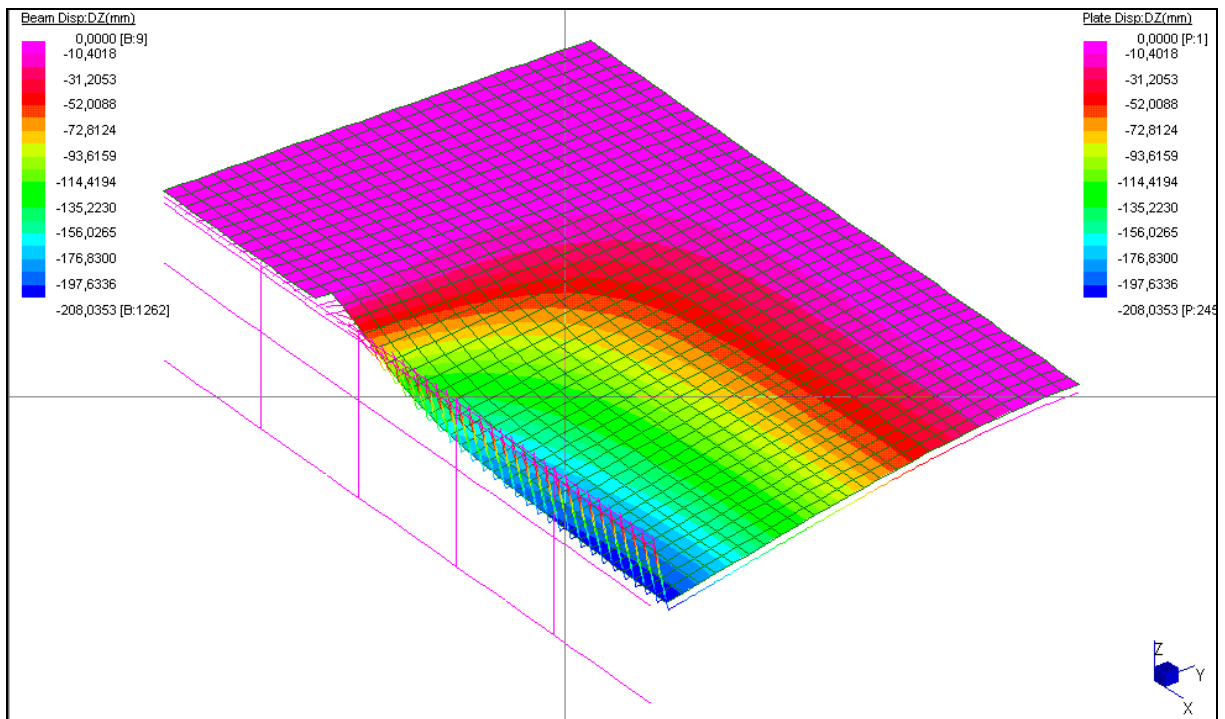
Deformata del solaio

La deformata del solaio offre una freccia massima pari a 10,3 mm, assolutamente compatibile con la luce del libera del solaio.

Per una verifica sulla duttilità delle sezioni si è eseguito il calcolo delle sezioni dei travetti allo S.L.U. a flessione secondo il D.M. 09/01/1996, "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche". E' risultato che la *sezione si trova in campo 4: flessione semplice o composta*, crisi all'interno del campo per raggiungimento dell' $\epsilon_{cu2} = 3,5\text{‰}$  nel calcestruzzo compresso, l'acciaio teso non è entrato in fase plastica, non avendo raggiunto ancora lo snervamento.

### 3.0 Considerazioni sulla dinamica del crollo

Per la ricerca della dinamica del crollo si è condotto un calcolo non lineare, ipotizzando che la trave porta-solaio della parete crollata possa cedere, questa simulazione è stata realizzata con degli elementi **cut-off**, che al superamento di un limite di resistenza a trazione e/o a compressione assegnato, scollegano gli elementi inizialmente connessi.



Deformata del solaio conseguente al cedimento della trave portasolaio

Come è possibile osservare il crollo ha avuto inizio nella zona 1 (Vedi pianta a pag 5) in accordo con le indicazioni verbali raccolte sul luogo del crollo, e successivamente si è estesa alle zone limitrofe, trascinate anche dalla prima parte del solaio crollato. Inoltre i pilastri liberi di ruotare alla base hanno assecondato il crollo. L'effetto scatolare creato dalla muratura sulla quale erano innestati gli elementi portanti della tamponatura ha consentito che una parte di solaio rimasse integra, agevolata in questo comportamento dalla presenza della maglia quadrata di  $\varnothing 10/30$ , quale armatura di ripartizione.

Al cedimento della trave porta-solaio, la struttura del solaio è passata alla condizione di mensola, il diagramma dei momenti agenti si è portato tutto sulle fibre superiori del solaio, rendendo chiaramente compresse le fibre inferiori.

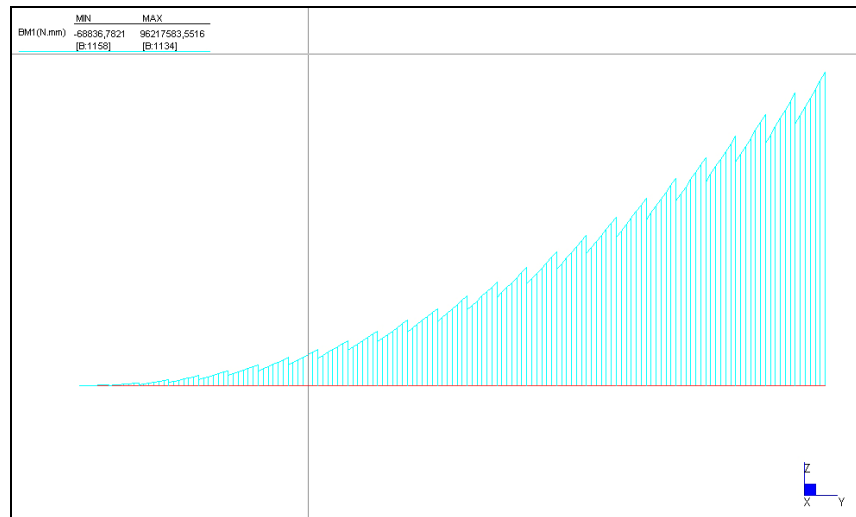


Diagramma dei momenti sul travetto più sollecitato dopo il cedimento della trave portasolaio

Questo giustifica la caduta nelle zone 1, 2 e 3 (Vedi pianta a pag. 5) delle pignatte del solaio, man mano che il dissesto si è verificato.

#### 4.0 Cause del crollo

La descrizione della struttura e le considerazioni avanzate sulle modalità del crollo ha messo in luce essenzialmente che la struttura era stata progettata non avendo ben chiaro un modello strutturale efficace. Benché il solaio in se avesse adeguato grado di sicurezza, ed i pilastri, il cordolo intermedio e la trave poggiata sul basamento fondale fossero super-armati, la struttura nel suo insieme presentava gravi lacune strutturali:

- i pilastri semplicemente appoggiati sul basamento fondale in pietra,
- un collegamento non adeguato tra gli elementi portanti della facciata verso il lato dove è iniziato il crollo,
- l'insufficiente armatura del cordolo che sosteneva di fatto il solaio; si ricorda che sul lato del crollo il solaio poggiava su una trave di dimensioni 0,40 · 0,40 m, armata da 4 Ø 12 quali reggistaffe.

Con molta probabilità, effetti viscosi rilevanti si sono innescati nel solaio nel corso degli anni, così come affermato anche dalle persone che hanno dichiarato di aver osservato una forte inflessione nel solaio, risalente a circa 10 anni prima del crollo. Dopo l'applicazione del controsoffitto non è stato poi più possibile osservare il solaio.

Inoltre l'unica rilevante variazione sull'Auditorium negli ultimi 40 anni è stata la sostituzione degli infissi lignei con altri metallici, nella facciata oggetto di crollo, sostituzione avvenuta circa 3 anni prima.





Non è possibile quantificare né schematizzare lo stress subito dalla struttura durante la rimozione degli infissi lignei e neppure valutare se durante l'esecuzione dei lavori per l'estrazione dei telai lignei delle finestre sia stata interrotta la continuità dell'armatura, già esigua, della trave di cordolo porta-solaio, soprattutto nella zona di innesco del crollo. Comunque è probabile che la struttura abbia iniziato ad accumulare deformazioni sino a raggiungere il collasso dell'ultima trave porta-solaio, innescando il crollo, che si è verificato, come descritto in precedenza, in successivi ma ravvicinati eventi temporali.

E' assai importante sottolineare che nell'eseguire una verifica statica di una struttura di questo tipo, molto facilmente si sarebbe potuto incorrere in gravi errori. Infatti la facciata era costruita con rilevanti falsi architettonici, che solo un tecnico esperto ma anche molto scrupoloso, aiutandosi con metodologie di indagine avanzate, avrebbe potuto scoprire quali:

- il semplice appoggio del pilastro alla base era mascherato dalla lesena continua che addirittura si prolungava sulla trave di fondazione,
- l'inadeguatezza dell'armatura (di fatto solo 4  $\varnothing$  12 reggi staffe) della trave porta-solaio,
- l'inadeguato ancoraggio dell'ultima trave-portasolaio.