



ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

1 DATI GENERALI

1.1 Titolo

LISA (Limit State Analysis for bending and compression)

1.2 Versione

4.0

1.3 Autore

Prof. Ing. Marco Andrea Pisani

1.4 Distributore

Castalia s.r.l.

1.5 Documentazione

“Origine e caratteristiche del codice di calcolo”

1.6 Limiti di applicabilità del programma

Questo programma è applicabile solo a sezioni massicce per le quali possa considerarsi valida l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane.

Si considera inoltre valida l'ipotesi di perfetta aderenza tra tutte le parti costituenti la sezione. In particolare, se la sezione viene modificata con l'aggiunta di un secondo getto (getto di seconda fase) o di una lamina di rinforzo, deve essere garantita la congruenza tra questo ed il getto precedente, cosicché possa considerarsi ancora valida l'ipotesi di conservazione della sezione piana (per le sole deformazioni prodotte dalle azioni applicate dopo l'imposizione della congruenza tra le due parti della sezione).

1.7 Normative di riferimento

- Decreto Ministeriale 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni", Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30.
- “Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP”. Documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale Consiglio Superiore LL PP.
- Comitato Europeo di Normazione, " Eurocodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici", EN 1992-1-1:2005, UNI.
- Commissione delle Comunità Europee, Commissione di coordinamento della nomenclatura dei prodotti siderurgici, " Acciaio per armature per cemento armato non precompresso.

Condizioni tecniche di fornitura", EURONORM 80-85, UNI.

- Decreto Ministeriale 14/02/1992, "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche", Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 65 del 18/03/1992.

2 FONDAMENTI TEORICI E METODI DI CALCOLO NUMERICO

2.1 Tipo di analisi

Il programma svolge l'analisi a pressoflessione deviata di sezioni massicce di forma generica in calcestruzzo, muratura o legno, isolate od accoppiate ad un getto di calcestruzzo, oppure ad un rinforzo metallico od in materiale composito, applicato in un secondo tempo. E' perciò possibile analizzare una vasta gamma di casi pratici:

- sezioni massicce in c.a., c.a.p. o c.a.p.p. (precompressione parziale)
- sezioni massicce in c.a., c.a.p. o c.a.p.p. cui è aggiunto un getto di seconda fase in c.a. (quali ad esempio travi prefabbricate in c.a. e c.a.p. con soletta collaborante gettata in opera, oppure travi e pilastri incamiciati)
- sezioni massicce in c.a., c.a.p. o c.a.p.p. placcate con lamine metalliche o di materiale composito
- analisi in esercizio in regime fessurato delle sezioni di cui sopra (indispensabile per il calcolo sia dell'ampiezza di fessurazione, sia della freccia)
- plinti di fondazione tozzi su suolo alla Winkler (utilizzando l'opzione "analisi in esercizio in regime fessurato")
- sezioni massicce in muratura
- sezioni in muratura placcate con lamine metalliche o di materiale composito
- sezioni in muratura accoppiate ad un getto di 2^a fase in calcestruzzo (armato)
- sezioni in legno massello o lamellare
- sezioni in legno placcate con lamine metalliche o di materiale composito
- sezioni in legno accoppiate ad un getto di 2^a fase in calcestruzzo armato (quali sono ad esempio i solai lignei rinforzati con una soletta in c.a.)

Il programma è inoltre in grado di calcolare le caratteristiche geometriche sia delle sezioni descritte più sopra, sia di sezioni miste acciaio-calcestruzzo (sezione omogeneizzata).

2.2 Il calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione

Il calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione è svolto assumendo che tutti gli acciai impiegati abbiano identico modulo elastico.

Le sezioni di calcestruzzo considerate sono valutate al netto delle armature in esse presenti. (Nelle verifiche di pressoflessione deviate si adotterà l'area lorda).

I fattori di taglio vengono determinati nel solo caso che sia assente il getto di seconda fase e sono calcolati integrando numericamente l'equazione:

$$\chi = \frac{1}{A \cdot i^4} \int_A \frac{S^{*2}}{b^2} dA \quad (1)$$

2.3 L'analisi a pressoflessione deviata

In tutti i testi che trattano il problema della verifica allo stato limite ultimo di pressoflessione di sezioni massicce in c.a. e c.a.p. viene introdotto il concetto di "diagramma di interazione" (spesso detto "dominio resistente").

Questo approccio permette una chiara descrizione della capacità resistente della sezione nel caso di pressoflessione retta ed è, in generale, più semplice del calcolo diretto della configura-

zione di equilibrio, normalmente adottato dal metodo delle tensioni ammissibili ed implementato in questo software. Tuttavia, già nel caso di pressoflessione deviata il diagramma di interazione risulta tridimensionale e quindi difficilmente leggibile e gestibile.

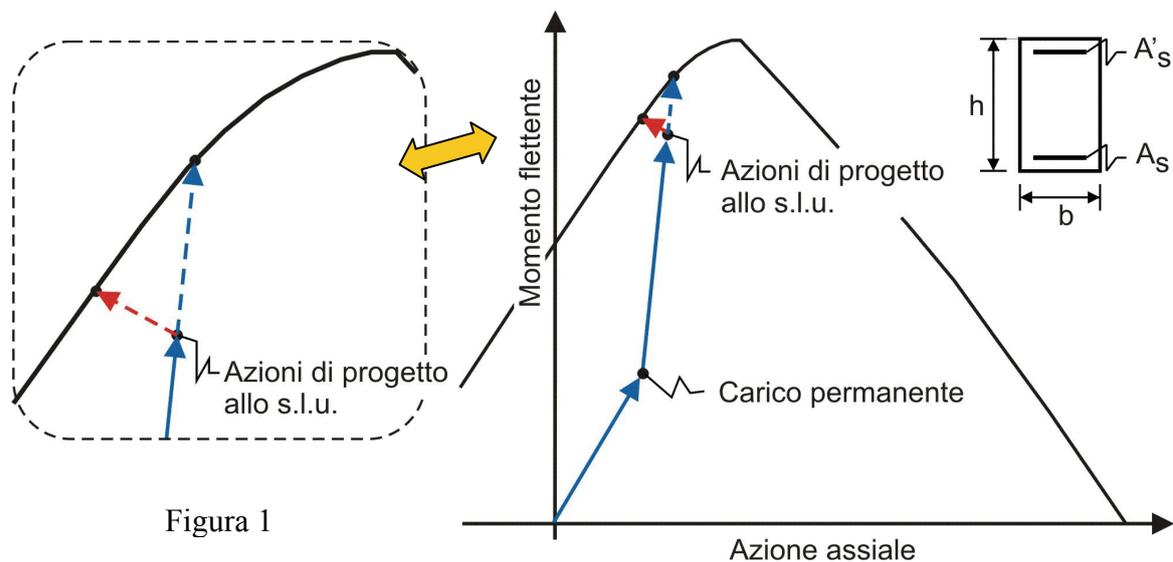
Se poi la struttura, o meglio la sezione considerata, viene completata con un getto di 2^a fase eseguito in opera (tipico delle strutture parzialmente prefabbricate e delle operazioni di risanamento od adeguamento statico di strutture esistenti) il problema connesso alla definizione del diagramma di interazione diventa ancora più confuso (a rigore se ne può descrivere uno per la sezione senza getto di seconda fase ed uno per la sezione con il getto di seconda fase, pur di dichiarare per quest'ultima le sollecitazioni agenti sulla sezione quando il getto di seconda fase viene applicato e pertanto non è ancora collaborante).

Se le sollecitazioni non eccedono la capacità resistente della sezione, la ricerca diretta della configurazione di equilibrio, ovvero dello stato di tensione e di deformazione presente nella sezione sotto le azioni interne assegnate, permette di descrivere esattamente la situazione reale.

In caso contrario questo secondo approccio consente di segnalare al progettista in che direzione muoversi per garantire la sicurezza strutturale (cambiare geometria della sezione, disporre maggiore armatura in zona tesa oppure in zona compressa, modificare l'area, la posizione, il tiro dell'armatura di precompressione, modificare la geometria o l'armatura del getto di seconda fase, ecc.).

Và poi rimarcato che anche nel semplice caso di pressoflessione retta l'asserzione secondo cui il diagramma d'interazione permette di definire il margine minimo residuo di capacità resistente (al di là del valore di progetto richiesto) è un falso. Quest'affermazione può essere chiaramente compresa osservando che:

- una valutazione corretta del margine residuo di capacità resistente (al di là del valore di progetto richiesto) presupporrebbe la conoscenza del modo con cui le azioni interne crescono, ovvero la "storia di carico". La "storia di carico" (di cui un esempio è descritto in azzurro nella figura 1) è figlia del tipo di combinazione di carichi permanenti ed azioni variabili (di varia natura) adottata per calcolare le azioni interne.



Queste informazioni non sono prese in alcuna considerazione nella determinazione del margine minimo residuo di capacità resistente (in rosso nella figura 1), né è comprensibile per quale bizzarria della natura le proporzioni tra azione assiale e momento flettente agenti dovrebbero cambiare repentinamente una volta che sia stato raggiunto il valore delle azioni di progetto.

- le norme non richiedono alcun margine residuo di capacità resistente (al di là del valore di progetto richiesto)

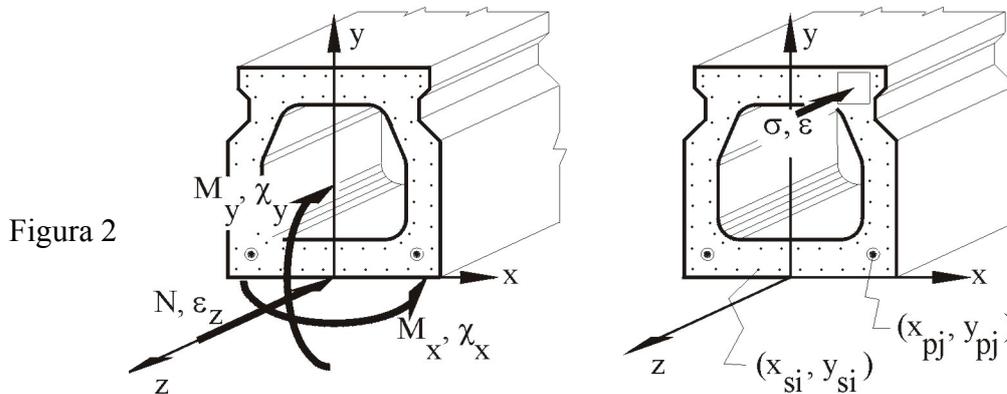
In altre parole, il calcolo del diagramma d'interazione è insegnato agli studenti delle facoltà di ingegneria in quanto permette di introdurli ai concetti che governano la capacità resistente delle sezioni in calcestruzzo armato ed è riportato in tutti i testi classici (quale ad esempio il testo [14] di cui è estensore lo scrivente per l'argomento in oggetto) poiché è l'unico metodo che permette una soluzione manuale, seppure solo per sezioni di geometria molto semplice e nel caso di sola pressoflessione retta (situazione peraltro frequente nella pratica professionale).

Per queste ragioni anche allo stato limite ultimo di pressoflessione, LISA svolge un calcolo diretto della configurazione di equilibrio.

Nel caso di sezioni massicce in c.a., c.a.p. o c.a.p.p. sottoposte a verifica agli stati limite ultimi questo programma offre comunque un'opzione per determinare il "moltiplicatore critico".

2.3.1 Impostazione del problema

Assunte le convenzioni di segno indicate in figura 2:



le equazioni di equilibrio che reggono il problema nel caso di un unico getto si scrivono:

$$\begin{aligned}
 \int_{A_c} \sigma_c dA_c + \sum_i \sigma_{si} A_{si} + \sum_j \sigma_{pj} A_{pj} &= N \\
 \int_{A_c} \sigma_c x dA_c + \sum_i \sigma_{si} x_{si} A_{si} + \sum_j \sigma_{pj} x_{pj} A_{pj} &= M_x \\
 \int_{A_c} \sigma_c y dA_c + \sum_i \sigma_{si} y_{si} A_{si} + \sum_j \sigma_{pj} y_{pj} A_{pj} &= M_y
 \end{aligned} \tag{2}$$

avendo contrassegnato con l'indice c le grandezze geometriche e meccaniche relative al calcestruzzo, con l'indice s quelle dell'armatura ordinaria e con l'indice p quelle relative all'armatura di precompressione.

Detta ϵ_z la deformazione nell'origine del sistema di riferimento, χ_x e χ_y le curvature intorno agli assi y ed x rispettivamente, l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane permette di scrivere:

$$\epsilon(x, y) = \epsilon_z + x \cdot \chi_x + y \cdot \chi_y \tag{3}$$

Le leggi costitutive dei materiali, genericamente non lineari, possono porsi nella forma:

$$\sigma_c(x, y) = E_c^{\text{sec}}(\epsilon(x, y)) \cdot \epsilon(x, y)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{si}(x_{si}, y_{si}) &= E_s^{\text{sec}}(\epsilon(x_{si}, y_{si})) \cdot \epsilon(x_{si}, y_{si}) \\ \sigma_{pj}(x_{pj}, y_{pj}) &= E_p^{\text{sec}}(\epsilon(x_{pj}, y_{pj}) + \bar{\epsilon}_{pj}) \cdot [\epsilon(x_{pj}, y_{pj}) + \bar{\epsilon}_{pj}]\end{aligned}\quad (4)$$

dove con E^{sec} si intendono i moduli secanti dei materiali, mentre $\bar{\epsilon}_{pj}$ rappresenta la deformazione del j-esimo cavo di precompressione quando è nulla la tensione nel calcestruzzo circostante (deformazione al limite di decompressione).

Combinando le equazioni di cui sopra si ottiene il sistema risolvete (si veda [4], [5] e [19]). In assenza di perdite differite (viscosità e ritiro del calcestruzzo), nel caso di **precompressione a fili aderenti** (pretensione) $\bar{\epsilon}_{pj}$ è il valore della deformazione del cavo sulla pista di precompressione, depurata delle perdite di rilassamento dell'acciaio ovvero:

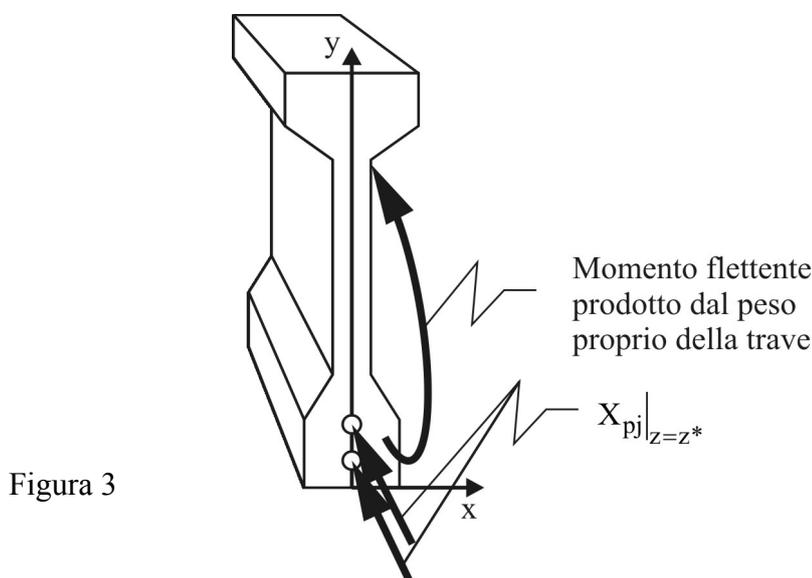
$$\bar{\epsilon}_{pj} = \frac{X_{pj}(1-r)}{E_p \cdot A_{pj}} \quad (5)$$

dove X_{pj} è il tiro imposto al cavo nella fase di tesatura, mentre r è la perdita per rilassamento del cavo (solitamente $r \cong 0.03$ se si adottano trefoli stabilizzati).

Sempre in assenza di perdite differite (viscosità e ritiro del calcestruzzo), nel caso di **precompressione a cavi scorrevoli** (post-tensione) $\bar{\epsilon}_{pj}$ è la differenza tra la deformazione del cavo nella sezione considerata (presa sempre con le convenzioni di segno di figura 2) e la deformazione del calcestruzzo circostante, ovvero:

$$\bar{\epsilon}_{pj}(z^*) = \frac{X_{pj}|_{z=z^*} \cdot (1-r)}{E_p \cdot A_{pj}} - \epsilon_c(x_{pj}, y_{pj}, z^*) \quad (6)$$

dove $X_{pj}|_{z=z^*}$ è il tiro del cavo (oppure la sua componente coassiale alla trave se il cavo è inclinato) nella sezione considerata $z=z^*$, ovvero il tiro del cavo al martinetto, depurato delle perdite di attrito fino alla sezione z^* , mentre $\epsilon_c(x_{pj}, y_{pj}, z^*)$ è la deformazione del calcestruzzo circostante al cavo indotta dalla precompressione stessa e dal peso proprio della trave che normalmente inizia ad agire proprio durante la fase di tesatura dei cavi (a causa della monta). Il termine $\epsilon_c(x_{pj}, y_{pj}, z^*)$ può essere facilmente calcolato con Lisa 4.0, applicando alla sezio-



ne in calcestruzzo (ovvero priva dei cavi) le azioni interne prodotte dal peso proprio della trave più le azioni assiali $X_{pj}|_{z=z^*} \cdot (1-r)$, come mostrato in figura 3:

Per il calcolo di $\bar{\epsilon}_{pj}$ a perdite differite scontate si faccia riferimento alle norme vigenti (oppure al paragrafo 4 del Capitolo X di [14]).

NB: Poiché le equazioni precedenti interpretano la realtà fisica del problema in modo formalmente corretto, non è necessario considerare nella precompressione a fili aderenti la perdita elastica istantanea. Questa infatti viene presa in conto direttamente nella pretensione, mentre non compare nella post-tensione (così come dimostrato ad esempio in [14]). La ragione di questa differenza tra pre e post-tensione, pur utilizzando le medesime equazioni (2), (3) e (4) scaturisce dalla differenza presente nella definizione di $\bar{\epsilon}_{pj}$ tra le equazioni (5) e (6).

2.3.2 Tipi di soluzione

Se si esclude il caso elastico lineare, il sistema risolvibile risulta essere non lineare ed implicito. La non linearità indica la possibilità che il sistema non abbia soluzione, ne abbia una, un numero finito (2, 3, ecc.) oppure un numero infinito.

Esempio 1: si consideri, ad esempio, di voler determinare la pressione esercitata su un suolo alla Winkler da un plinto tozzo.

Il problema ha soluzione fintanto che il punto di applicazione della forza risulta interno all'impronta del plinto, mentre NON esiste soluzione in caso contrario, ossia per $e > b$ (in questo caso il plinto si ribalta).

Utilizzando LISA si può assimilare il terreno sotto l'impronta del plinto ad una sezione in calcestruzzo non armato (non resistente a trazione), a comportamento elastico lineare in compressione (caso della "analisi in esercizio").

Se $e < b$ il programma fornirà la pressione massima sul terreno.

Se $e > b$ il programma reagirà chiedendo all'utente se esiste una soluzione del problema. Poiché in questo caso il plinto si ribalta, si rende necessario modificarne la geometria.

Esempio 2: si consideri ora una sezione in c.a. od in c.a.p. soggetta a pressoflessione, da verificarsi secondo il dettato del D.M. 2008 allo stato limite ultimo.

Se l'azione assiale eccede la capacità resistente (deformazione ultima) di uno dei materiali, la sezione si rompe e non esiste pertanto soluzione al problema.

Per poter offrire al progettista una segnalazione atta ad identificare il tipo di crisi, LISA, applicando una tecnica descritta estesamente in [5], fornisce comunque una soluzione numerica nella quale le tensioni presenti nel materiale che si rompe sono superiori alla sua resistenza ultima. Questo risultato è evidentemente privo di significato fisico ma evidenzia la necessità di riprogettare la sezione.

Questa tecnica non può essere applicata qualora, per soddisfare le condizioni di equilibrio, siano necessarie delle tensioni di trazione e non sia presente un materiale in grado di fornirle (come nel caso dell'esempio 1).

2.3.3 Leggi costitutive dei materiali

2.3.3.1 Analisi elastica lineare

Si considerano materiali a comportamento elastico lineare.

Per omogeneità con gli altri tipi di verifica il programma considera che il calcestruzzo occupi l'area lorda della sezione, ossia l'area non depurata dai vuoti dove sono collocate le armature.

L'esistenza di un getto di seconda fase richiederebbe un terzo coefficiente di omogeneizzazione che metta in relazione le caratteristiche meccaniche dei materiali di questo getto con quelle

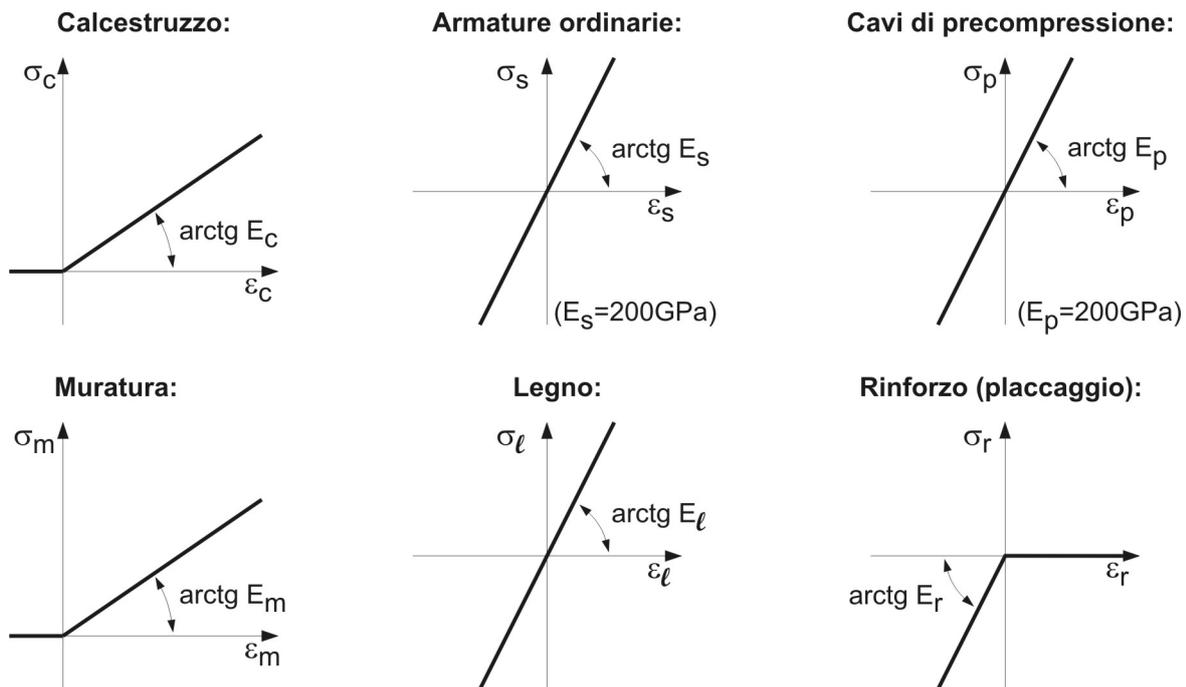
del getto precedente.

Osservato che il modulo elastico degli acciai è un dato costante (pari a 200 GPa), questo terzo parametro non è necessario ed il rapporto tra i moduli elastici dei calcestruzzi utilizzati nei getti di seconda e prima fase è pari al rapporto tra i coefficienti di omogeneizzazione assegnati ai due getti.

Qualora la sezione iniziale sia in muratura, oppure di legno, od ancora il getto di 2^a fase sia sostituito da un rinforzo (metallico od in composito), il programma chiede comunque i fattori di omogeneizzazione con l'acciaio.

2.3.3.2 Analisi in esercizio di una sezione fessurata

Si considerano le seguenti leggi costitutive per i materiali:



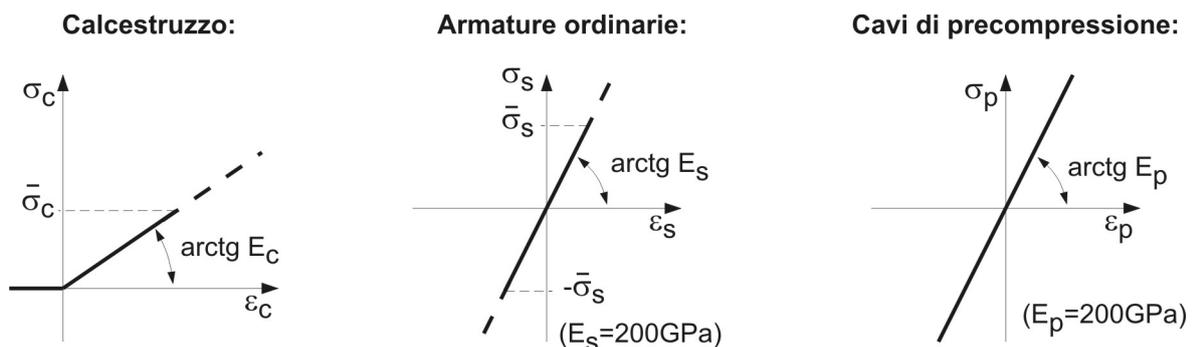
Per quanto riguarda i coefficienti di omogeneizzazione vale quanto descritto al paragrafo 2.3.3.1.

Conformemente al dettato delle norme si assume che il rinforzo (placcaggio), anche se metallico, sia inefficiente a compressione.

Nel caso siano presenti legno o muratura il programma svolge l'analisi, ma non controlla il valore delle tensioni. Quest'operazione è a carico dell'utente.

2.3.3.3 Verifica con il metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 1992)

Si considerano le seguenti leggi costitutive per i materiali:

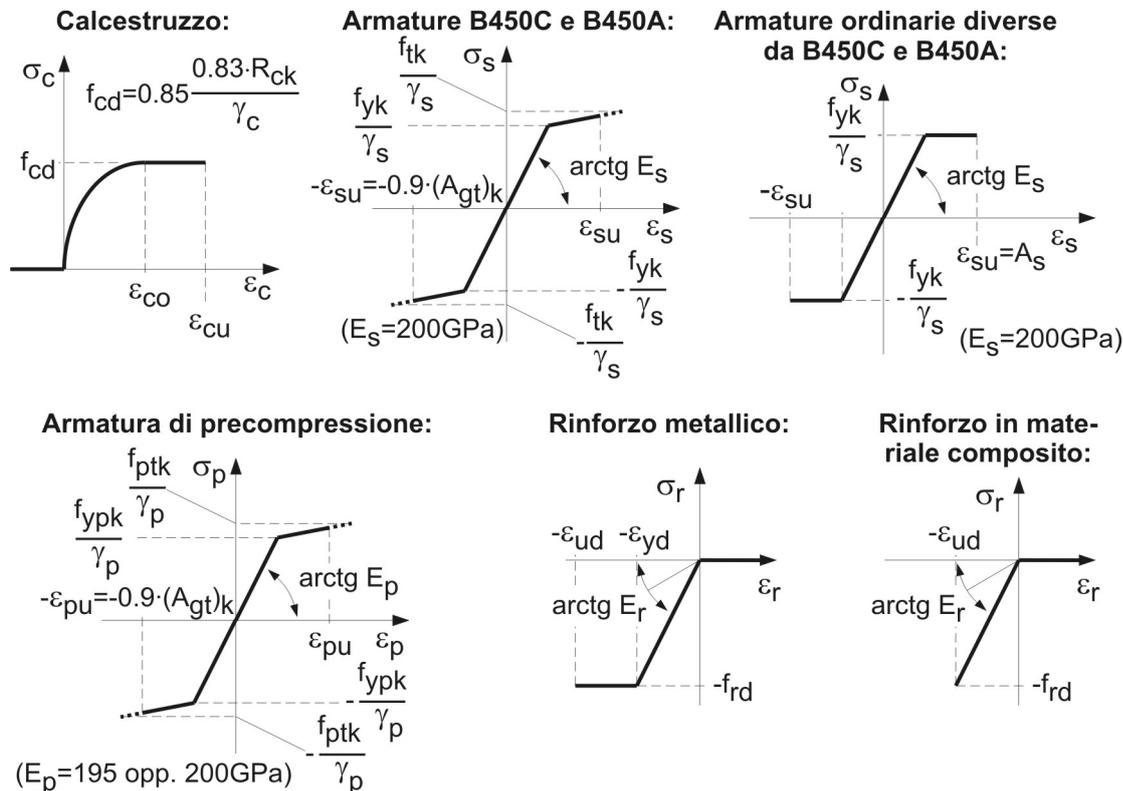


La resistenza caratteristica del calcestruzzo ed il tipo di acciaio vengono utilizzate dal programma per verificare che non siano superate le tensioni ammissibili dei materiali. Non viene svolta alcuna verifica sui cavi di precompressione.

Per quanto riguarda i coefficienti di omogeneizzazione vale quanto descritto al paragrafo 2.3.3.1.

2.3.3.4 Verifica allo stato limite ultimo secondo D.M. 2008

Si considerano le seguenti leggi costitutive per i materiali:



Per quanto riguarda le armature ordinarie usate nel passato si è scelto di adottare una legge costitutiva elastica-perfettamente plastica (come peraltro permesso dalla norma) in quanto:

- non è realistico modellare un acciaio in barre tonde lisce con una legge elasto-incrudente
- fino all'entrata in vigore del D.M.2008 le armature ordinarie sono state sempre modellate come elasto-plastiche con $\epsilon_{su} = 0.01$, mentre le loro caratteristiche venivano certificate sulla base dell'allungamento A_s (mentre A_{gt} per questi acciai non era codificato)

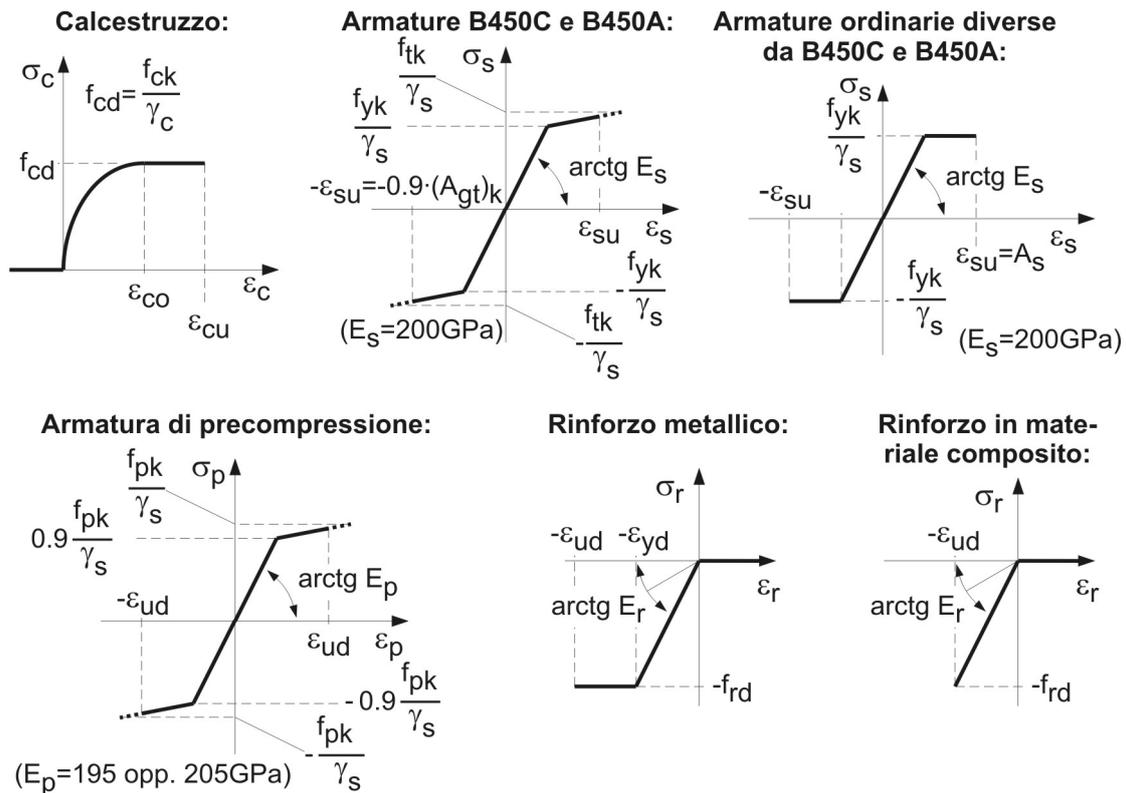
tuttavia Lisa assegna a queste armature una deformazione ultima, pari all'allungamento A_s . Questa scelta non penalizza in alcun modo l'affidabilità dei risultati, ma permette al programma di trovare una soluzione (e quindi fornire all'utente una segnalazione) anche quando le azioni applicate sono molto superiori alla capacità resistente della sezione.

NB. Le specifiche relative alle nuove norme impongono l'assegnazione di dati di input per l'armatura di precompressione diversi da quelli richiesti dalle versioni precedenti del programma Lisa, per cui se si fa uso di files di input creati con Lisa 3.5 sarà necessario correggere le caratteristiche meccaniche delle armature di precompressione.

2.3.3.5 Verifica allo stato limite ultimo secondo Eurocodice EN 1992-1-1:2004

Le verifiche di questo tipo sono svolte conformemente al dettato dell' EN 1992-1-1:2004 (di cui il documento [9] è la traduzione in italiano) senza considerare le appendici nazionali, ovvero adottando i valori raccomandati dalla versione originale.

Si considerano le seguenti leggi costitutive per i materiali:



Per quanto riguarda le armature ordinarie usate nel passato valgono le considerazioni di cui al precedente paragrafo 2.3.3.4.

2.4 Considerazioni relative alla precompressione

La precompressione è una deformazione non congruente (ossia una distorsione) impressa ai cavi in fase di tesatura.

Tale distorsione dà luogo ad uno stato di autotensione (stato tensionale autoequilibrato, ossia a risultanti nulle) nella sezione.

A questo stato di autotensione se ne sovrappone nel tempo un secondo connesso ai fenomeni differiti (essenzialmente viscosità e ritiro del calcestruzzo).

Nelle verifiche allo stato limite ultimo di pressoflessione è uso (peraltro corretto dal punto di vista della soluzione matematica [19]) considerare questo secondo stato di autotensione adottando la deformazione al limite di decompressione in luogo della distorsione impressa all'atto della tesatura.

Nelle **verifiche in esercizio (analisi in esercizio in regime fessurato oppure analisi elastica lineare)** è tuttavia tradizione assimilare la precompressione ad una forza (azioni interne equivalenti alla precompressione); pertanto il programma assegna automaticamente alla distorsione dei cavi un valore nullo.

Le azioni interne equivalenti alla precompressione N^{eq} , M_x^{eq} , M_y^{eq} possono essere facilmente calcolate introducendo le equazioni (3) e (4) nelle (2), da cui si ottiene:

$$\begin{aligned}
 N^{eq} &= -\sum_j E_p \cdot A_{pj} \cdot \bar{\varepsilon}_{pj} \\
 M_x^{eq} &= -\sum_j E_p \cdot x_{pj} \cdot A_{pj} \cdot \bar{\varepsilon}_{pj} \\
 M_y^{eq} &= -\sum_j E_p \cdot y_{pj} \cdot A_{pj} \cdot \bar{\varepsilon}_{pj}
 \end{aligned} \tag{7}$$

Ovviamente, le convenzioni di segno da adottare nelle equazioni (7) sono ancora quelle riportate in figura 2 (per cui, ad esempio, $\bar{\epsilon}_{pj}$ ha segno negativo e quindi N^{eq} è positiva).

Le equazioni (7) forniscono valori formalmente corretti fintanto che i cavi lavorano in campo elastico lineare (ovvero nella fase di esercizio) e permettono di ottenere soluzioni corrette anche nel caso in cui il calcestruzzo sia fessurato (caso di precompressione parziale e sollecitazioni massime di esercizio, risolubile selezionando l'opzione "analisi in esercizio in regime fessurato").

Nelle **verifiche allo stato limite ultimo di pressoflessione** (oppure nelle **verifiche a rottura** con il metodo delle tensioni ammissibili svolte **secondo D.M. 1992**), la distorsione da introdurre coincide con la deformazione al limite di decompressione, ossia con la deformazione presente nel cavo quando è nulla la tensione nel calcestruzzo circostante, sotto i carichi di esercizio (si veda ad esempio Capitolo X, paragrafo 4 di [14]).

2.5 Metodi di calcolo

Il fatto che il sistema risolvibile sia, in generale, implicito (ovvero che non può essere neppure scritto in forma estesa) è diretta conseguenza del modo adottato dalle norme per descrivere le leggi costitutive dei materiali: la tensione risulta legata alla deformazione tramite espressioni matematiche che cambiano al variare del livello di deformazione di ogni punto della sezione.

Si rende quindi indispensabile un calcolo iterativo che ricerchi la soluzione operando per approssimazioni successive. Così facendo si otterrà un risultato che approssima la soluzione esatta del problema. La notevole precisione dei risultati forniti da LISA è diretta conseguenza dei criteri, discussi in [5], adottati per interrompere il processo iterativo.

Il sistema (2) presenta un ulteriore problema, legato al calcolo degli integrali che vi compaiono.

Esistono vari metodi per svolgere questa operazione su sezioni di forma generica e tra essi si ricordano quelli proposti in [2], [3] e [4].

Il programma LISA adotta quello proposto in [3] che permette, per le leggi costitutive previste dalle norme adottate, di ottenere la soluzione esatta, evitando così un ulteriore errore nel calcolo della soluzione.

La pubblicazione [5] riporta una spiegazione dettagliata di questo metodo di integrazione, comprensiva di tutti gli sviluppi analitici.

Il calcolo, in presenza di un getto integrativo (getto di seconda fase) applicato quando la sezione preesistente è già soggetta ad uno stato di sollecitazione, viene eseguito dal programma in modo esatto, ovvero senza semplificazioni, come descritto in [4] e [6].

2.6 Verifica del programma

Le verifiche dell'affidabilità dei risultati, salvo il caso di analisi elastica lineare per il quale si può fare riferimento a qualunque testo di Scienza delle Costruzioni (ad esempio [11]), sono state eseguite (a parità di leggi costitutive) sulla base delle tabelle e delle espressioni fornite nei volumi [12], [13], [14], [15], [16] e [17]. Per i casi più complessi l'unico modo per verificare i risultati nel dettaglio e controllarne la precisione consiste tuttavia nel calcolare le tensioni in tutta la sezione utilizzando le deformazioni calcolate da LISA e le leggi costitutive dei materiali.

Integrando tali tensioni si ottengono i valori delle azioni interne da confrontare con quelli assegnati (quelli per i quali LISA ha eseguito il calcolo); le differenze tra i primi ed i secondi forniscono l'errore commesso.

Il programma è stato sottoposto ad una accurata e cospicua serie di controlli atti a verificarne l'affidabilità in ogni condizione. Si ricordano tuttavia alcuni passi delle Raccomandazioni CNR 10024/84 [1]: "È necessario il controllo da parte del progettista della corretta descrizio-

ne del modello adottato."; "Il progettista deve effettuare una valutazione complessiva dell'affidabilità dei risultati....".

3 BIBLIOGRAFIA

- [1] Consiglio Nazionale Delle Ricerche, "Analisi di strutture mediante elaboratore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo", CNR 10024/84.
- [2] Malerba P.G., "Aspetti numerici dell'analisi di sezioni in c.a. soggette a sforzo normale", Atti del congresso C.T.E. sulla Industrializzazione Edilizia, Firenze, 9-11 novembre 1984, pp. b165-b171.
- [3] Rotter J.M., "Rapid exact inelastic biaxial bending analysis", Journal of ASCE Structural Division, ASCE Vol.111, No.12, September, pp. 2659-2674.
- [4] Pisani M.A., "A numerical method to analyse compact cross sections" Computers & Structures Vol.59, No 6, 1996, pp. 1063-1072.
- [5] Pisani M.A., "Considerazioni numeriche sulla risoluzione del problema di pressoflessione di sezioni in c.a. e c.a.p.", Studi e Ricerche, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in c.a., Politecnico di Milano, Vol.10, 1988, pp. 357-373.
- [6] Pisani M.A., "Sulla determinazione del regime tensionale e deformativo di sezioni massicce composte in fasi successive", Studi e Ricerche, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in c.a., Politecnico di Milano, Vol.13, 1992, pp. 301-318.
- [7] Decreto Ministeriale 14/02/1992, "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche", Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 65 del 18/03/1992.
- [8] Ministero dei Lavori Pubblici, "Legge 5 novembre 1971, n.1086. Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al decreto ministeriale 14 febbraio 1992", Circolare 20 giugno 1993 n.37406/STC, Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 191 del 16/08/1993.
- [9] Comitato Europeo di Normazione, "Eurocodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici", EN 1992-1-1:2005, UNI.
- [10] Commissione delle Comunità Europee, Commissione di coordinamento della nomenclatura dei prodotti siderurgici, "Acciaio per armature per cemento armato non precompresso. Condizioni tecniche di fornitura", EURONORM 80-85, UNI.
- [11] Belluzzi O., "Scienza delle Costruzioni", Zanichelli, Bologna, 1980.
- [12] C.E.B./F.I.P., "Manual on bending and compression", Bulletin d'Information N.141, Paris, 1982.
- [13] C.E.B./F.I.P., "Manual of buckling and instability", Bulletin d'Information N.123, The Construction Press, Lancaster, 1977.
- [14] Santarella L., "Il cemento armato", 21^a edizione, Ulrico Hoepli Editore, Milano, 1992.
- [15] Calzona R. e Cestelli Guidi C., "Il calcolo del cemento armato", terza edizione, Ulrico Hoepli Editore, Milano, 1992.
- [16] Toniolo G., "Tecnica delle Costruzioni. Vol. 2A. Cemento armato. Calcolo agli stati limite", Masson, Milano, 1993.
- [17] Eibl J., "Concrete Structures Euro-Design Handbook", Ernst & Sohn, Berlin, 1995.
- [18] Decreto Ministeriale 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni", Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30.
- [19] Pisani M.A., "Pre-stressing and Eurocode E.C.2", Engineering Structures, Vol.20, No 8, 1998, pp.706-711.
- [20] "Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP", documento approvato il 24 luglio

2009 dall'assemblea Geneale Consiglio Superiore LL PP.