

Sezioni in CA

Part I	Introduzione e novità NTC 2018	1
1	Ambito di applicazione del programma	4
2	Tipologie sezioni	5
3	Unità di misura	8
Part II	Ambiente di lavoro	10
1	Menu dati generali	11
2	Sezioni predefinite	15
3	Sezioni generiche	17
4	Importazione da file *.dxf	21
5	Sezioni rettangolari di pilastri	22
6	Torsione semplice in sezioni poligonali generiche	24
7	Calcolo frecce in una campata singola	24
8	Sforzi applicati	27
9	Staffe - Duttività	29
10	Staffe nodali	32
11	Archivio materiali	34
12	Opzioni armature e di calcolo	38
13	Altezza testi - Opzioni di stampa	40
14	Colori dei grafici	41
15	Calcolo coefficienti reologici del conglomerato	42
Part III	Risultati	42
1	Domini di interazione	43
Part IV	Stati limiti ultimi per tensioni normali	47
1	Azioni di calcolo	47
2	Sollecitazioni di progetto Ed	49
3	Resistenze di calcolo dei materiali	49
4	Sollecitazioni resistenti Rd	50
5	SLU per sforzo normale e mom. flettente	51
6	Diagramma di calcolo del calcestruzzo	51
7	Diagramma di calcolo dell'acciaio	52
8	Campo di applicazione e convenzioni	54
9	Calcolo per sollecitazione retta	55
10	Integrazione delle tensioni	56
11	Campi di rottura	57
12	Calcolo presso-tenso flessione retta	58
13	Misura della sicurezza	60
14	Calcolo diretto della resistenza	62

15	Ulteriori verifiche previste dalle NTC	63
16	Progetto condizionato delle armature	65
17	Calcolo per presso-tenso flessione deviata	67
18	Misura della sicurezza ad eccentricità costante	70
19	Misura della sicurezza a sforzo normale costante	71
Part V Verifiche in termini di duttilità		72
Part VI Stato limite ultimo per taglio		79
1	Verifica delle sezioni predefinite	81
2	Verifica per taglio biassiale	83
3	Area resistente staffe e legature	87
4	Verifica del conglomerato compresso	91
5	Verifica e/o progetto armature a taglio	92
Part VII Stato limite ultimo per torsione		94
1	Calcolo delle armature	95
2	Verifica in presenza di taglio	96
3	La torsione nel programma di calcolo	96
Part VIII Stato limite ultimo per instabilità		98
1	Metodo della colonna modello	99
2	Snellezza limite per pilastri singoli	101
3	calcolo del diagramma $M - 1/r$	102
Part IX Stati limite di esercizio (SLE)		104
1	Azioni di progetto	104
2	Condizioni ambientali	105
3	Tensioni normali	105
	Metodo semplificato	106
	Metodo AAEM	107
	Metodo EM	115
4	Ampiezza delle fessure	115
	Procedimento di calcolo	117
5	Calcolo delle deformazioni	120
Part X Esempi di calcolo		128
1	Esempio 1	128
2	Esempio 2	129
3	Esempio 3	130
4	Esempio 4	135
5	Esempio 5	142
Part XI Bibliografia		148
Part XII Contatti		149

Index

0

1 Introduzione e novità NTC 2018

L'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, prevedono di norma l'obbligo di condurre le verifiche degli elementi strutturali col metodo degli stati limite ultimi e di esercizio. Cioè non è più consentito per il calcolo di resistenza il metodo di verifica alle tensioni ammissibili che di conseguenza non è più previsto nella presente versione di questo programma. Le verifiche delle combinazioni sismiche per le strutture non dissipative e per tutte le strutture di fondazione (travi, platee, plinti e pali) vanno eseguite in modalità e sostanzialmente elastica cioè, la resistenza a flessione (semplice o composta) viene limitata al raggiungimento del momento di prima plasticizzazione e quindi al momento più piccolo tra quello che comporta il raggiungimento della tensione di snervamento nell'acciaio e quello che comporta il raggiungimento della deformazione unitaria di compressione pari a 0.002 nel calcestruzzo (il programma per il calcestruzzo utilizza comunque il legame costitutivo parabolico). Ciò comporterà una riduzione della resistenza a flessione (rispetto a quella calcolata allo stato limite ultimo) di di circa il 10% nelle strutture con piccolo o nullo sforzo assiale e fino al oltre il 30% per i pilastri.

Nella pagina iniziale del programma occorrerà, pertanto, indicare subito la modalità di verifica delle combinazioni di resistenza (quelle SLE di esercizio restano immutate) scegliendo tra le seguenti:

- Combinazioni non sismiche (calcolo classico allo stato limite ultimo; particolari costruttivi del cap. 4 NTC)
- Combinazioni sismiche e non sismiche in alta duttilità CD'A' (calcolo allo stato limite ultimo) [rispetto dei particolari costruttivi previsti nel cap. 4 e 7 NTC con verifica di duttilità]
- Combinazioni sismiche e non sismiche in media duttilità CD'B' (calcolo allo stato limite ultimo) [rispetto dei particolari costruttivi previsti nel cap. 4 e 7 NTC con verifiche di duttilità]
- Combinazioni sismiche non dissipative [resistenza limitata al momento di prima plasticizzazione; particolari costruttivi del cap. 4 NTC; nessuna verifica di duttilità]

Il programma consente di effettuare il calcolo di verifica delle sezioni di travi, pilastri e pareti in c.a. agli stati limite ultimi e di esercizio tenendo conto, nel caso di calcolo sismico, della classe di duttilità richiesta e della posizione della sezione nell'asta (se ricade in zona critica o meno). Per le verifiche di resistenza (e semiprogetto delle armature) a presso-tenso flessione (retta e deviata) è previsto l'uso del diagramma tensioni-deformazione parabola-rettangolo per il conglomerato e bilineare per l'acciaio. Nelle verifiche a taglio è implementata la metodologia,

confermata anche in queste NTC 2018, che prevede l'uso dell'inclinazione variabile delle bielle compresse. Nella valutazione diretta della duttilità in curvatura (d'ora in poi obbligatoria per le sezioni alla base dei pilastri dei più comuni capannoni industriali) viene impiegato per il calcestruzzo confinato un diagramma tensioni deformazioni parabola rettangolo per le verifiche di duttilità (mediante costruzione del diagramma momenti-curvature) che utilizzano i valori di progetto dei materiali; mentre viene utilizzato il diagramma di Mander per le verifiche di duttilità che utilizzano i valori medi per i materiali (nel caso di calcolo non lineare della struttura). E' stata introdotta la possibilità di calcolo sezionale a flessione e presso-tenso flessione per le combinazioni sismiche di strutture non dissipative così come previste dalle nuove NTC2018.

Possono essere analizzate sezioni di qualsiasi forma, da quelle più comuni (rettangolari, a T, T doppio, ad L, circolari) a quelle più complesse (a contorno poligonale costituite da uno o più domini di conglomerato, cave, miste).

Le sezioni possono, in alternativa, essere verificate anche secondo l'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) e l'Eurocodice 8-1.

Il programma affronta l'analisi delle seguenti classi di problemi:

Stati limite ultimi:

- Presso-tenso flessione retta o deviata (verifica e progetto delle armature).
- Domini di interazione N-Mx-My bi-tridimensionali (calcolo e rappresentazione grafica).
- Taglio biassiale e torsione (verifica conglomerato, progetto e disegno armature).
- Verifica diretta della duttilità di curvatura (mF) mediante costruzione del diagramma momenti-curvature tenendo conto dell'effetto del confinamento delle staffe sulla legge tensione-deformazione del nucleo confinato e della rottura del copriferro al raggiungimento della sua deformazione di rottura non confinata.
- Instabilità (verifica col metodo semplificato della "colonna modello").

Stati limite di esercizio:

- Verifica delle tensioni normali in presso-tenso flessione retta e deviata (metodo semplificato o metodo AAEM).
- Verifica a fessurazione mediante il calcolo dell'apertura delle fessure.
- Deformazione di una sezione per fessurazione, viscosità e ritiro.
- Verifica dello stato limite di deformazione di una trave mediante il calcolo delle frecce tenendo conto di fessurazione, viscosità e ritiro.

TIPOLOGIA DELLE SEZIONI

E' consentita la schematizzazione di sezioni in c.a. del tutto generali costituite da uno o più domini di conglomerato (pieni o vuoti) di forma poligonale o circolare. Le barre di armatura possono essere assegnate singolarmente, generate automaticamente nei vertici dei domini, generate linearmente tra due barre, generate lungo una circonferenza.

Per le sezioni di uso più corrente (rettangolari, circolari, a T, a C etc.) denominate in programma "predefinite" è previsto un input accelerato con possibilità di eseguire anche il progetto delle armature longitudinali e delle staffe in presso-tenso flessione retta.

Per i pilastri rettangolari è previsto, tra l'altro, il progetto automatico delle armature per presso-tenso flessione deviata.

Per tutte le sezioni è possibile verificare (o progettare l'involuppo delle armature) in un unico ciclo di calcolo fino a 60 combinazioni di sollecitazioni per ognuna delle seguenti tipologie:

- Combinazioni allo stato limite ultimo (o alle tensioni ammissibili)
- Combinazioni rare in esercizio
- Combinazioni frequenti in esercizio
- Combinazioni quasi permanenti in esercizio

Per le sezioni di forma generica è anche possibile l'input da File DXF dei domini di conglomerato e delle barre di armatura longitudinale.

VERIFICHE

Le verifiche allo stato limite ultimo sono condotte mediante la determinazione del dominio di resistenza bidimensionale nel caso di sollecitazione retta N-Mx o tridimensionale nel caso di sollecitazione deviata N-Mx-My. Per ogni combinazione ultima vengono calcolate le seguenti quantità:

- Sforzo normale ultimo, momenti flettenti ultimi e relativa misura della sicurezza.
- Posizione dell'asse neutro allo stato ultimo.
- Tensioni e deformazioni unitarie allo stato ultimo dei vertici delle sezioni e di tutte le barre.
- Verifica a taglio-torsione con calcolo della relativa armatura.
- Calcolo e rappresentazione grafica del dominio di interazione.
- Verifica di instabilità per pilastri con sezione rettangolare secondo il metodo semplificato della "colonna modello".

Le verifiche relative agli stati limite di esercizio comportano la determinazione delle seguenti grandezze:

- Tensioni normali in tutti i vertici della sezione e in tutte le barre di armatura.
- Posizione dell'asse neutro.
- Apertura massima delle fessure.
- Deformazione assiale e per curvatura della sezione valutata col metodo AAEM (Age Adjusted Effective Modulus).
- Freccie e spostamenti assiali in esercizio di una trave appartenente ad un telaio.

PROGRAMMA DI UTILITÀ INTEGRATO

Consente il calcolo delle caratteristiche reologiche (viscosità, ritiro, coefficiente di invecchiamento) di un conglomerato nel caso si voglia calcolare la sezione con una combinazione di esercizio utilizzando il metodo AAEM.

1.1 Ambito di applicazione del programma

Il programma è applicabile solo a sezioni in c.a. per le quali possa considerarsi valida l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e la perfetta aderenza delle armature al conglomerato circostante.

Le sezioni da calcolare devono essere compatte (come in genere risultano essere la maggior parte delle sezioni in c.a.) in modo tale che il centro di taglio possa considerarsi praticamente coincidente con il baricentro geometrico (il taglio non genera torsione); in particolare non vengono considerate sezioni aperte in parete sottile.

Nelle singole combinazioni gli sforzi assegnati sono pensati applicati alla sezione in un'unica fase di carico (e non in più fasi come ad esempio nel calcolo di sezioni precomprese).

Per una stessa sezione possono essere svolti contemporaneamente sia le verifiche di resistenza (S.L.U.) sia quelle di esercizio (S.L.E. per tensioni normali ed apertura delle fessure).

I metodi di calcolo ed i riferimenti normativi utilizzati nella redazione del programma sono descritti in dettaglio in altra sezione del manuale.

Le sezioni in c.a. esaminate dal programma sono suddivise nei seguenti quattro gruppi descritti nel paragrafo successivo:

- Sezioni predefinite
- Sezioni generiche
- Sezioni rettangolari di pilastri
- Sezioni rettangolari di pareti

➤ Sezioni poligonali (piene o cave) soggette a torsione semplice

All'avvio di ogni calcolo sezionale oltre alla scelta di una delle quattro tipologie vanno definiti (nella scheda dei dati generali) una serie di parametri e di opzioni tra cui si segnala la scelta tra calcolo sismico e non sismico e della posizione della sezione nell'ambito dell'asta (se in prossimità dei nodi di estremità o meno). Ciò permette al programma il controllo delle differenti prescrizioni sulle quantità minime e massime di armatura longitudinali e trasversali previste dalle norme. A tal fine è importante sottolineare che per le prime due tipologie il programma richiede preventivamente se la sezione appartenga ad una trave o ad un pilastro allo scopo di applicare i corretti dettagli costruttivi previsti dalle NTC per le corrispondenti tipologie strutturali.

1.2 Tipologie sezioni

Sezioni predefinite

Sono quelle di uso più frequente nelle strutture correnti in c.a. e costituite da un unico dominio di conglomerato avente forma rettangolare, circolare (solo per pilastri), a T, rettangolare con flange uguali o diseguali (rientrano in questo sottocaso anche le forme a C ed a L).

Per tutte le suddette sezioni tranne che per quelle circolari l'armatura deve essere definita da due file di armature (superiore ed inferiore) da assegnare mediante il numero di barre ed il relativo diametro e copriferro. Per le sezioni circolari l'armatura è costituita da barre di uguale diametro disposte lungo una circonferenza concentrica definita da un assegnato copriferro.

Per tutte le sezioni predefinite il momento flettente da assegnare può avere solo la componente M_x (flessione retta intorno all'asse x del riferimento con segno positivo se comprime le fibre superiori della sezione) ed il corrispondente asse neutro risulta sempre parallelo all'asse x . Ciò è a rigore vero solo per le sezioni simmetriche rispetto all'asse y , ma costituisce prassi corrente anche per sezioni non simmetriche appartenenti a travi di impalcato degli edifici o a graticci di travi in fondazione. In questi casi, infatti, è prevalente l'ipotesi di impalcato rigido nel proprio piano che non consente di definire il vincolo trasversale che agisce sulle travi; l'esistenza di questo vincolo condiziona la deviazione dall'orizzontale dell'asse neutro a flessione tendendo comunque a riportare l'asse neutro in direzione orizzontale (cioè in direzione perpendicolare al piano sollecitazione qui ipotizzato sempre verticale).

D'altro canto un calcolo a flessione deviata sarebbe, in questi casi, falsamente più preciso senza la valutazione del suddetto vincolo membranale di impalcato.

Le verifiche di resistenza (sia allo stato limite ultimo che alle tensioni ammissibili) possono essere effettuate in presenza (anche contemporanea) di sforzo normale N , momento flettente M_x , taglio V_y e torsione T . Dette verifiche conducono alla determinazione degli sforzi resistenti ultimi da confrontare con quelli assegnati nell'ambito degli S.L.U..

E' parimenti possibile effettuare, a partire da assegnate dimensioni della sezione di conglomerato, il dimensionamento delle armature minime (superiori, inferiori staffe e ferri di parete per torsione) in grado di fronteggiare gli assegnati sforzi di calcolo (calcolo di semiprogetto). Le armature sono determinate per involuppo delle combinazioni di sforzo (fino a 60) assegnate.

Per ogni sezione predefinita è possibile generare il dominio di interazione N - M_x per lo Stato Limite Ultimo.

Alla stessa sezione possono assegnarsi ulteriori 60 combinazioni di sforzi (ognuna costituita dallo sforzo normale N e dal momento M_x) per ognuna delle tre possibili tipologie di combinazione in esercizio (rara, frequente, quasi permanente). Il programma determina le massime tensioni normali e l'apertura delle fessure confrontandone i valori con quelli limiti di normativa.

Sezioni generiche

Possono essere costituite da uno o più domini di conglomerato (fino a 10) a forma poligonale generica o circolare. Ai singoli domini possono attribuirsi differenti caratteristiche reologiche e di resistenza. Le barre di armatura possono essere assegnate singolarmente tramite l'input delle coordinate (in corrispondenza dei vertici dei domini poligonali) e/o per generazioni automatiche lineari e circolari.

Il calcolo di resistenza S.L.U è svolto in regime di presso-tenso flessione deviata e taglio, cioè possono contemporaneamente essere assegnate le seguenti componenti di sforzo (per ognuna delle 60 combinazioni possibili):

N , M_x , M_y , V_y , V_x . Il calcolo fornisce in uscita gli sforzi resistenti ultimi per ogni combinazione (unitamente alla corrispondente misura della sicurezza), nonché le armature trasversali minime di involuppo per fronteggiare il taglio. Vengono inoltre calcolati per punti e per ogni combinazione i domini bidimensionali di interazione M_x, M_y a sforzo normale costante ed anche il dominio di interazione tridimensionale N - M_x, M_y . Alla stessa sezione possono assegnarsi ulteriori 60 combinazioni di sforzi (ognuna costituita dallo sforzo normale N e dai momenti M_x ,

My) per ognuna delle tre possibili tipologie di combinazione in esercizio (rara, frequente, quasi permanente). Il programma determina le massime tensioni normali e l'apertura delle fessure confrontandone i valori con quelli limiti di normativa.

Sezioni rettangolari di pilastri

La maggior parte dei pilastri di corrente progettazione è caratterizzato da sezione rettangolare ed armatura doppiamente simmetrica rispetto agli assi principali d'inerzia. Le verifiche di tipo sismico comportano quasi sempre la contemporanea presenza delle componenti sforzi N , M_x , M_y , V_y , V_x .

E' sembrato pertanto opportuno prevedere un'apposita tipologia di calcolo per tali sezioni che, a partire da un input molto veloce della geometria della sezione, consentisse la verifica e, soprattutto, il progetto delle armature in presso flessione deviata (sia allo stato limite ultimo che per tensioni ammissibili).

Nell'ambito di questa tipologia è altresì possibile effettuare la verifica di instabilità allo S.L.U. secondo il metodo semplificato della "colonna modello".

Sezioni rettangolari di pareti

Sono previste in particolare pareti duttili, pareti debolmente armate, pareti non dissipative. Consente l'input differenziato delle armature (simmetriche) tra le zone confinate (alle estremità delle pareti) e la zona centrale. Le verifiche di tipo sismico prevedono la contemporanea presenza delle componenti degli sforzi N , M_x , M_y , V_y .

Sezioni poligonali soggette a torsione

Per sezioni in c.a. di forma generica la verifica a torsione ed il corrispondente dimensionamento delle armature resistenti sono fortemente condizionati dalla geometria della sezione. Il procedimento di calcolo è infatti differente a seconda se la sezione è monoconnessa o pluriconnessa (sezioni cave), e, nell'ambito delle sezioni monoconnesse la scomposizione in rettangoli elementari non è sempre programmabile in modalità automatica. A ciò si aggiunge la difficoltà di dover considerare nelle verifiche di resistenza la contemporanea presenza dello sforzo di taglio.

Questo spiega la mancata introduzione dello sforzo torcente nella tipologia delle sezioni generiche.

Per la particolare tipologia di sezioni a geometria poligonale generica piene o cave soggette a torsione semplice si è predisposto questo apposito sottoprogramma che risolve, pertanto, solo una classe di

sezioni (restano ad esempio escluse le sezioni pluriconnesse (travi a cassone multiplo)).

In presenza anche di taglio la verifica a taglio-torsione va effettuata a mano sulla scorta dei risultati ottenuti dai due distinti calcoli a taglio-flessione e a torsione semplice svolti utilizzando il programma.

Si ricorda infine che la verifica a torsione è obbligatoria nel solo caso di torsione primaria (necessaria all'equilibrio della struttura) e che è sempre opportuno progettare strutture in c.a. evitando per tutti gli elementi resistenti la presenza di torsione primaria per la scarsa attitudine delle sezioni in c.a. a resistere a tale sforzo.

Frecce in una campata singola

Le NTC prevedono l'obbligo del controllo delle deformazioni in esercizio solo per rapporti di snellezza delle travi (luce/altezza sezione) superiori a prefissati limiti o per travi di luce superiore a 10 metri. Anche in tali evenienze il programma consente il calcolo delle deformazioni istantanee ed a lungo termine di una generica trave isostatica su due appoggi o a mensola tenendo conto della non linearità meccanica causata dalla fessurazione dalla viscosità e dal ritiro. Allo scopo la trave viene discretizzata in conci la cui sezione media viene calcolata col metodo AAEM (Age Adjustes Effective Modulus); l'integrazione delle curvature fornisce le frecce e gli spostamenti assiali della trave nel punto medio di ogni concio.

Il calcolo può essere facilmente esteso a singole travi appartenenti a telai iperstatici attribuendo alle coppie di estremità della trave isostatica su due appoggi i valori dei momenti di continuità ottenuti dalla risoluzione del telaio iperstatico. Con lo stesso modulo di programma possono, inoltre, essere valutati le deformazioni assiali e flessionali dei pilastri (anche snelli) in regime elasto-viscoso.

1.3 Unità di misura

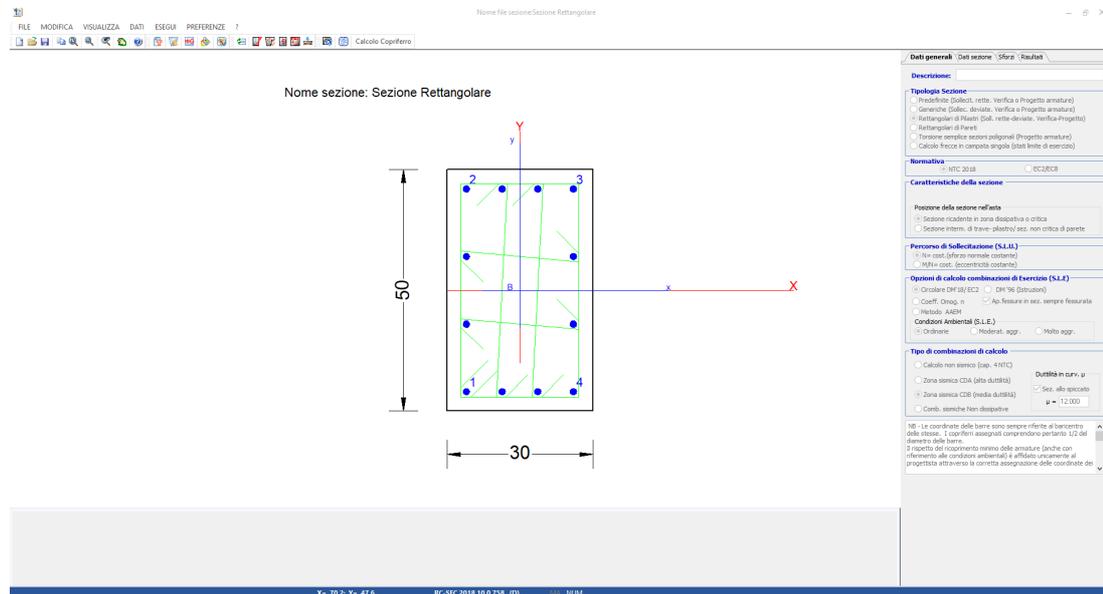
Per le unità di misura di forze, momenti e tensioni, pur impiegando il Sistema Internazionale (S.I.), è possibile scegliere (menu Opzioni armature e di calcolo) tra le due seguenti opzioni:

- **Forze/Momenti: daN / daNm** **[1daN = 10 N]**
 Tensioni: daN/cm²
- **Forze/Momenti: kN / kNm**
 Tensioni: Mpa = N/mm²

L'unità di misura utilizzata più frequentemente in programma per le lunghezze (sia in Input che in Output) è il centimetro (**cm**) sia per le dimensioni geometriche che per le tensioni.

In ogni campo di input del programma vengono sempre specificate le unità di misura dei dati da immettervi; anche i formati delle grandezze in uscita sono predefiniti sulla base delle suddette dimensioni onde ottenere stampe e visualizzazioni dei risultati in un formato prevedibile.

2 Ambiente di lavoro



La prima riga dello schermo è costituita dai **menu principali** del programma attraverso i quali è possibile la gestione delle principali funzioni del programma.

La parte sinistra dello schermo è costituita dalla finestra che espone il grafico della sezione durante l'inserimento dati ed i risultati in forma grafica a valle dell'esecuzione del calcolo (diagrammi delle tensioni, diagrammi di interazione etc.).

Nella parte destra dello schermo sono presenti quattro **schede** ad ognuna delle quali corrispondono le seguenti finestre:

- Dati generali
- Dati sezione
- Sforzi
- Risultati
- Staffe-Duttività

Le prime tre schede corrispondono ai primi tre comandi del menu dati, la scheda Risultati corrisponde al comando salva e calcola del menu esegui. L'ultima scheda Staffe-Duttività è attiva solo dopo che sono stati visualizzati i risultati nella relativa scheda; grazie a questa scheda è possibile modificare e/o assegnare staffe e legature alle sezioni generiche ed ai pilastri rettangolari e subito dopo riverificare a taglio la sezione selezionando la finestra Risultati: questa operazione può essere ripetuta più volte consecutivamente. Sempre tramite l'ultima scheda è possibile

generare diagrammi momenti-curvature anche in presso flessione deviata finalizzati alla valutazione della duttilità di curvatura (§ 7.4.4 NTC).

Una volta assegnate le caratteristiche dei materiali (conglomerato ed acciaio) nell'archivio materiali accessibile dal menu dati, la modellazione della sezione in input e la sua successiva risoluzione è gestibile interattivamente mediante l'uso delle sole cinque schede suddette.

Sotto la finestra grafica è infine presente una finestra il cui contenuto varia a seconda del tipo di rappresentazione grafica corrente. Nel caso ci si trovi nella fase di inserimento dati della sezione vengono visualizzati la legenda delle barre assegnate, i dati geometrici (area, coordinate del baricentro, momenti statici e d'inerzia) della sezione di solo conglomerato ed una serie di opzioni relative alla modalità con cui si gradisce visualizzare la sezione in esame.

2.1 Menu dati generali

E' la prima finestra di dati da compilare all'avvio di un nuovo calcolo. Si specificano i principali dati da immettervi:

Dati generali | Dati sezione | Sforzi | Risultati

Descrizione:

Tipologia Sezione

Predefinite (Sollecit. rette. Verifica o Progetto armature)
 Generiche (Sollec. deviate. Verifica o Progetto armature)
 Rettangolari di Pilastrì (Soll. rette-deviate. Verifica-Progetto)
 Rettangolari di Pareti
 Torsione semplice sezioni poligonali (Progetto armature)
 Calcolo frecce in campata singola (stati limite di esercizio)

Normativa

NTC 2018 EC2/EC8

Caratteristiche della sezione

Posizione della sezione nell'asta

Sezione ricadente in zona dissipativa o critica
 Sezione interm. di trave-pilastrò/ sez. non critica di parete

Percorso di Sollecitazione (S.L.U.)

N= cost. (sforzo normale costante)
 M/N= cost. (eccentricità costante)

Opzioni di calcolo combinazioni di Esercizio (S.L.E.)

Circolare DM'18/ EC2 DM '96 (Istruzioni)
 Coeff. Omog. n Ap.fessure in sez. sempre fessurata
 Metodo AAEM

Condizioni Ambientali (S.L.E.)

Ordinarie Moderat. aggr. Molto aggr.

Tipo di combinazioni di calcolo

Calcolo non sismico (cap. 4 NTC)
 Zona sismica CDA (alta duttilità)
 Zona sismica CDB (media duttilità)
 Comb. sismiche Non dissipative

Duttilità in curv. μ

Sez. allo spiccato

$\mu =$

NB - Le coordinate delle barre sono sempre riferite al baricentro delle stesse. I copriferrì assegnati comprendono pertanto 1/2 del diametro delle barre.
 Il rispetto del ricoprimento minimo delle armature (anche con riferimento alle condizioni ambientali) è affidato unicamente al progettista attraverso la corretta assegnazione delle coordinate dei

- **Tipologia del calcolo:** va scelta tra le cinque descritte nei corrispondenti pulsanti di scelta:

- Sezioni predefinite: sono quelle a forma rettangolare, a T, rettangolare con flange anche diseguali, circolari (solo per pilastrì). La presso-tenso flessione può essere solo retta. Sono possibili sia il calcolo di verifica che quello di semiprogetto delle armature.
- Sezioni generiche: sono quelle costituite da uno o più domini di conglomerato a forma poligonale o circolare con armature comunque disposte. La presso-tenso flessione è sempre deviata. E' previsto il solo calcolo di verifica.

- Sezioni rettangolari di pilastri: la disposizione delle armature è sempre doppiamente simmetrica. Il calcolo può essere di sola verifica o di semiprogetto in presso-tenso flessione deviata e taglio.
- Sezioni rettangolari di pareti: la disposizione delle armature è doppiamente simmetrica ed il calcolo è di sola verifica.
- Torsione semplice: in sezioni poligonali generiche.
- Calcolo delle frecce in una campata singola.
-
- **Normativa:** va operata la scelta tra le NTC 2018 e l'Eurocodice 2 ed 8.
- **Percorso di sollecitazione:** nel calcolo allo Stato Limite Ultimo per tensioni normali (presso-tenso flessione) la misura della sicurezza può essere sia a sforzo normale costante (scelta da preferire) sia a rapporto $M/N = \text{costante}$
- **Normativa:** va operata la scelta tra le NTC 2008 [1] e l'EC2 del 2005 [3].
- **Opzioni di calcolo combinazioni di esercizio:** va operata la scelta tra il metodo di calcolo semplificato che forfettizza i fenomeni reologici del conglomerato ponendo pari a 15 il coefficiente n di omogeneizzazione, ed il metodo AAEM che considera l'esatto valore dei coefficienti reologici assegnati al calcestruzzo nella finestra dei dati sui materiali. Si fa notare che l'assegnazione delle combinazioni di esercizio è opzionale a differenza di quelle di resistenza che vanno sempre assegnate (almeno una). Nel calcolo delle tensioni e dell'apertura delle fessure la sezione viene (di default) considerata sempre fessurata; deselezionando la corrispondente casella il calcestruzzo resiste a trazione fino al valore f_{ctm} assegnato nell'archivio materiali. Per il calcolo dell'apertura delle fessure è possibile scegliere (grazie all'apposita casella di scelta) se far riferimento all'intera sezione o alla sola area efficace del calcestruzzo teso (parte della sezione) così come indicato sia nelle Istruzioni del DM96 (§B.6.6.3) sia in quelle delle NTC (§C.4.1.2.2.4.6) sia nell'EC2 (§7.3.4).
- **Condizioni ambientali:** va selezionata una delle tre previste dalla normativa (ordinarie, moderatamente e molto aggressive) ed in base alla quale il programma determina i valori limite delle tensioni normali e dell'apertura delle fessure da utilizzare nelle verifiche delle combinazioni di esercizio.
- **Tipo di calcolo:** a seconda del tipo selezionato vengono attivate le regole pratiche utilizzate per la progettazione (armature minime, passi massimi staffe etc.). A seconda della scelta operata tra le tre suddette opzioni il programma eseguirà la verifica od il progetto delle armature longitudinali e trasversali in base alle differenti quantità minime previste

dalla normativa prescelta. Se la sezione si trova in prossimità dei nodi travi-pilastri vengono considerati i rapporti minimi tra armatura compressa e tesa nelle travi in zona sismica ($\geq 0,5$) ed inoltre vengono maggiorate le armature a taglio per un tratto di trave la cui lunghezza non viene specificata dal programma in quanto può variare da una volta a due volte l'altezza utile della sezione. Le verifiche sismiche non dissipative considerano come momento flettente ultimo quello di prima plasticizzazione così come definito in normativa.

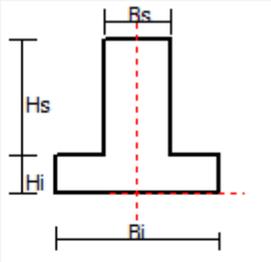
2.2 Sezioni predefinite

Dati generali **Dati sezione** Sforzi Risultati

Verifica sezione predefinita

Modalità di calcolo
 Verifica: Resist. - Duttilità Progetto armature

Forma sezione: T / T rovescia
 Classe conglom. C20/25
 Acciaio barre long. B450C



Dimensioni Sezione (in cm)

Bi: 30
 Hi: 40
 Bs: 50
 Hs: 20

Dati Armature Longitudinali

C.ferro inf.(cm) 4 C.ferro sup.(cm) 4
 Copriferro laterale(cm) 4

Barre Inferiori
 n° 2 Ø mm 16 + 0 Ø mm 0

Barre Superiori
 n° 2 Ø mm 16 + n° 0 Ø mm 0

Barre Laterali
 n° 1 Ø mm 14

Staffe (Ponendo Diam=0: calcolo automatico staffe)

1 Staffa chiusa N° legature // lato H 0
 2 Staffe chiuse

Acciaio: B450C Ø (mm) 8 Passo (cm) 15

Questa finestra dati si apre se nei dati generali si è selezionata come tipologia di calcolo la voce "sezioni predefinite". Si elencano i dati da immettere:

- **Modalità di calcolo:** si può scegliere tra la verifica della sezione ed il progetto delle armature. Nel primo caso occorrerà assegnare (nella stessa finestra) il numero ed il diametro delle barre, nel secondo

basterà assegnare la sola posizione delle due file mediante l'assegnazione dei copriferri (da assegnare con riferimento al baricentro delle barre).

- **Forma sezione:** in questo elenco a discesa va operata la scelta di una tra le forme previste per le sezioni predefinite: rettangolare, a T, T rovescia, rettangolare con flange, circolare (solo per pilastri). A seconda della scelta operata vengono visualizzate le caselle per l'immissione dei dati dimensionali.
- **Tipo Conglomerato:** Va scelto il tipo di calcestruzzo nella finestra a discesa contenente tutte le classi di conglomerato presenti nell'Archivio materiali.
- **Tipo Acciaio:** Va scelto il tipo di acciaio per le armature longitudinali nella finestra a discesa contenente tutti i tipi di acciaio presenti nell'Archivio materiali.
- **Dimensioni sezione:** per ognuna delle forme previste compaiono le caselle dei relativi dati: la corrispondenza tra i dati numerici da immettere e la posizione del lato corrispondente è sempre presente nello schema grafico posto nella parte alta della presente scheda "Dati sezioni".
- **C. ferro inf.:** copriferro (in cm) delle barre inferiori misurato dal baricentro delle barre. Questo copriferro, comodo per il posizionamento delle barre nella sezione, va assegnato dall'utente rispettando il minimo copriferro netto di normativa quello cioè misurato dal punto della barra più vicino al contorno della sezione e dipendente altresì dall'aggressività delle condizioni ambientali. Il calcolo del copriferro netto può essere preventivamente svolto a mezzo dell'apposita applicazione presente sulla barra principale superiore dell'applicazione.
Se ad esempio in condizioni ambientali ordinarie si utilizzano barre $\varnothing 16$ e staffe $\varnothing 8$, volendo assicurare alle staffe il copriferro netto di 2,5 cm (comprensivo della tolleranza di 0,5 cm. prevista in normativa), il copriferro dal baricentro delle barre da assegnare nei dati del programma è pari a $2,5 + 0,8 + 1,6/2 = 4,1$ cm. Tra i risultati del calcolo compare sempre il copriferro netto minimo tra tutte le barre longitudinali.
- **C. ferro sup.:** copriferro (in cm) delle barre superiori misurato dal baricentro delle barre. Valgono le stesse considerazioni svolte nel punto precedente.
- **Barre inferiori:** va indicato il loro numero ed il loro diametro in mm. Su questa stessa fila di armature possono prevedersi anche barre di due diversi diametri ed in tal caso vanno completati gli ultimi due campi di immissione dati. Per la corretta assegnazione di tale valore vanno rispettate le prescrizioni inerenti l'interferro (vedasi § 4.1.6.1.3 NTC).

Una volta determinato il valore minimo dell'interfero esso va inserito tra le opzioni presenti nella finestra opzioni armature. Al termine delle elaborazioni il programma espone il valore dell'interfero netto minimo tra i risultati del calcolo. Se l'interfero è inferiore a quello minimo fissato vanno aumentati i diametri delle barre o accoppiate a due a due le barre di armature (l'interfero tra due coppie deve però essere non inferiore a 4 cm) o, infine, si possono disporre le barre su due file ed in tal caso per poter effettuare questo input va utilizzata la tipologia delle sezioni generiche.

- **Barre superiori:** va indicato il loro numero ed il loro diametro in mm. Su questa stessa fila di armature possono prevedersi anche barre di due diversi diametri ed in tal caso vanno completati gli ultimi due campi di immissione dati. Valgono le stesse considerazioni svolte per le barre inferiori.
- **Staffe:** i dati sulle staffe possono assegnarsi nella modalità di calcolo "verifica": staffe singole (2 bracci), doppie (4 bracci), + N legature. Se si assegna il valore nullo al diametro o al passo il programma effettua il semiprogetto automatico delle sole staffe (le barre longitudinali non vengono modificate) in base ai diametri si default assegnati nelle opzioni armature. E' anche prevista la possibilità di assegnare un tipo di acciaio differente da quello delle barre longitudinali.

2.3 Sezioni generiche

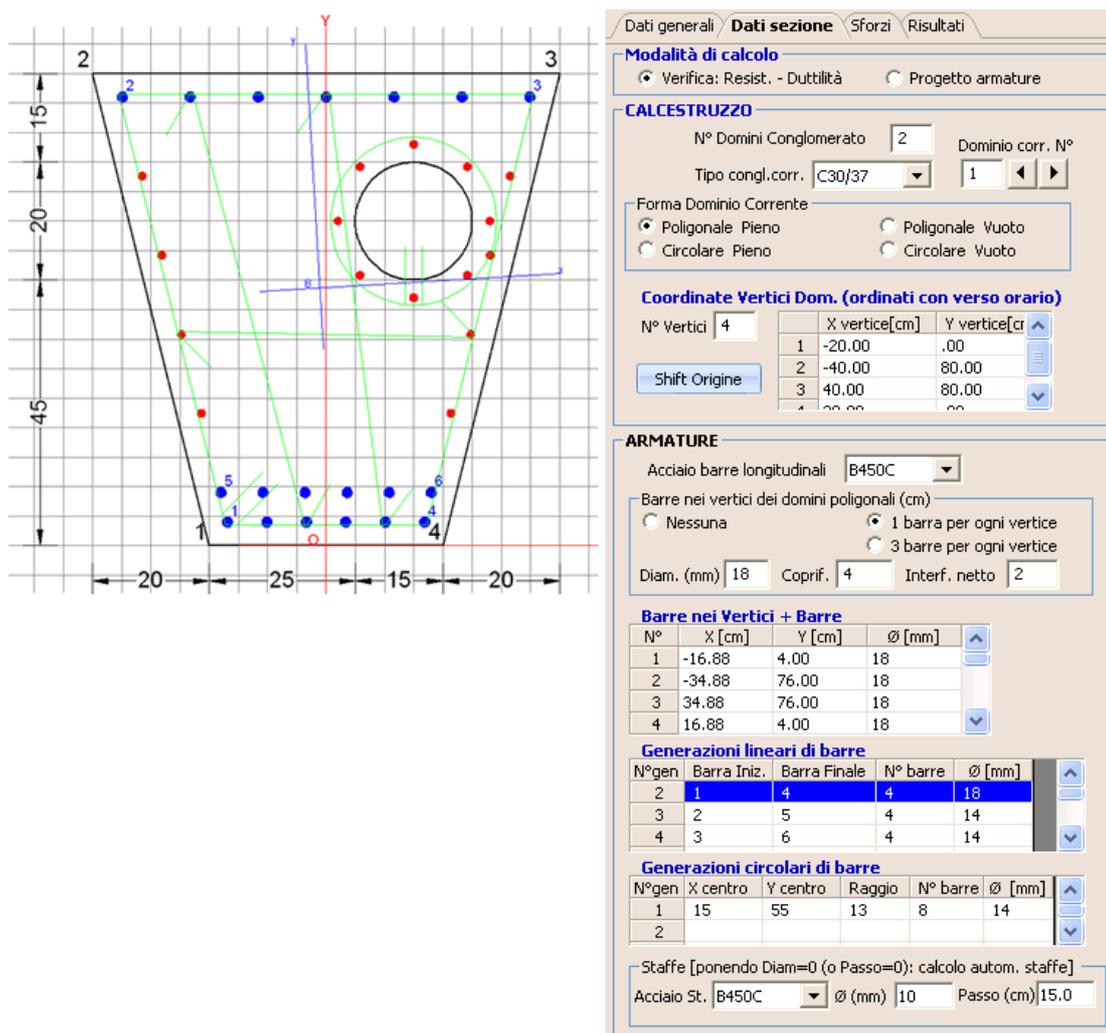
Per questa tipologia di sezioni è possibile effettuare per le sezioni a più domini il solo calcolo di verifica (S.L.U., S.L.E.) in regime di presso-tenso flessione deviata. Per le sezioni costituite da un solo dominio poligonale è anche possibile il semiprogetto con armature generate di tipo tubolare perimetrali.

Le sezioni generiche possono essere costituite da uno o più domini di calcestruzzo (fino a 10) ognuno dei quali può avere forma poligonale o circolare.

Ogni dominio può essere di tipo pieno o vuoto (sezioni cave). Le barre possono essere assegnate singolarmente o generate automaticamente dal programma sulla base di appositi dati più avanti illustrati.

E' importante definire prima delle armature il numero e la forma (poligonale o circolare) dei domini di conglomerato, in quanto una successiva modifica di tale forma determina l'annullamento di tutte le armature già assegnate e la necessità di una loro nuova definizione.

Al fine di accelerare l'inserimento delle armature evitando di dover fornire manualmente tutte le coordinate dei baricentri delle singole barre occorre assegnare, per prima cosa, una barra in ogni vertice del dominio poligonale mediante l'apposito pulsante (1 barra per ogni vertice in Fig.). Le eventuali barre intermedie lungo i lati vanno assegnate mediante una o più generazioni lineari di barre. Con questo procedimento le uniche coordinate assegnate direttamente nell'esempio di Fig. sono quelle delle barre isolate n. 5 e 6



The diagram shows a trapezoidal cross-section with a central circular hole. The top width is 45 cm, and the bottom width is 20 cm. The height is 45 cm. The section is divided into four vertical zones of 20, 25, 15, and 20 cm. Reinforcement bars are shown in blue (linear) and red (circular). The software interface on the right is titled 'Dati sezione' and includes the following sections:

Modalità di calcolo
 Verifica: Resist. - Duttilità Progetto armature

CALCESTRUZZO
 N° Domini Conglomerato: 2
 Tipo congl. corr.: C30/37
 Forma Dominio Corrente: Poligonale Pieno Poligonale Vuoto Circolare Pieno Circolare Vuoto

Coordinate Vertici Dom. (ordinati con verso orario)
 N° Vertici: 4

N°	X vertice[cm]	Y vertice[cm]
1	-20.00	.00
2	-40.00	80.00
3	40.00	80.00
4	20.00	0.00

ARMATURE
 Acciaio barre longitudinali: B450C
 Barre nei vertici dei domini poligonali (cm): Nessuna 1 barra per ogni vertice 3 barre per ogni vertice
 Diam. (mm): 18 Coprif.: 4 Interf. netto: 2

Barre nei Vertici + Barre

N°	X [cm]	Y [cm]	Ø [mm]
1	-16.88	4.00	18
2	-34.88	76.00	18
3	34.88	76.00	18
4	16.88	4.00	18

Generazioni lineari di barre

N°gen	Barra Iniz.	Barra Finale	N° barre	Ø [mm]
2	1	4	4	18
3	2	5	4	14
4	3	6	4	14

Generazioni circolari di barre

N°gen	X centro	Y centro	Raggio	N° barre	Ø [mm]
1	15	55	13	8	14
2					

Staffe [ponendo Diam=0 (o Passo=0): calcolo autom. staffe]
 Acciaio St.: B450C Ø (mm): 10 Passo (cm): 15.0

Conglomerato (vanno assegnati tutti i dati dei domini di calcestruzzo prima di assegnare le armature)

- **N° Domini conglomerato:** Può variare da 1 a 10. Vanno considerati come domini anche le cavità delle sezioni. Una sezione anulare va, ad esempio, assegnata come costituita da due domini: un dominio circolare pieno ed un dominio circolare vuoto. La sezione di Fig. è costituita da un dominio poligonale pieno e da un dominio circolare vuoto.

- **Dominio corr. N°:** va selezionato tramite gli appositi pulsanti il dominio per il quale assegnare nuovi dati o modificare i dati precedentemente assegnati. Alla prima apertura della finestra per una nuova sezione compare come dominio N° 1 una sezione a forma trapezoidale che può essere completamente modificata assegnando un diverso numero di vertici e le relative coordinate mediante l'apposita griglia.
- **Tipo congl. corr.:** per ognuno dei domini di conglomerato assegnati va scelto uno dei tipi di conglomerato definiti in dettaglio nell'archivio materiali. Nel caso di dominio vuoto è importante, per la correttezza del successivo calcolo effettuato dal programma, selezionare lo stesso tipo di conglomerato assegnato al dominio pieno in cui è compreso.
- **Poligonale pieno:** da assegnare successivamente mediante l'indicazione del numero dei vertici (max 30) e delle corrispondenti coordinate riferite agli assi generali X, Y. Nel caso in cui la sezione generica da calcolare sia costituita da un solo dominio con la stessa forma di una delle sezioni predefinite si può evitare l'input delle coordinate iniziando il calcolo con la tipologia di sezione predefinita per poi tornare nella scheda dei dati generali e selezionare la tipologia delle sezioni generiche.
- **Poligonale vuoto:** può essere definito (sempre tramite il n. di vertici e le loro coordinate) vuoto solo un dominio successivo al N° 1.
- **Circolare pieno:** da definire nei dati successivi mediante le coordinate del suo centro e dal raggio.
- **Circolare vuoto:** può essere definito vuoto solo se successivo al dominio N° 1.
- **N° Vertici:** definisce il numero dei vertici (senza conteggiare due volte il primo vertice) di un qualsiasi dominio poligonale. Questo numero può variare da 3 a 30. Il numero d'ordine di ciascun vertice è visualizzato nella finestra grafica se nelle opzioni di visualizzazione presenti nel pannello situato inferiormente alla finestra grafica risulta selezionata la casella dei numeri di vertice. Passando col mouse sui vertici del dominio poligonale vengono evidenziate nella apposita griglia le corrispondenti coordinate rendendo in tal modo semplice la loro modifica interattiva.
- **Coordinate Vertici Dom.:** le coordinate (in cm.) rispetto al sistema di riferimento generale X, Y sono quelle dei vertici del dominio corrente numerati con ordine crescente lungo il contorno della poligonale da percorrere in senso orario. L'inserimento o la modifica dei valori numerici delle coordinate nella griglia dati è riportato interattivamente nella finestra grafica dell'applicazione onde consentire un immediato controllo visivo.

Armature

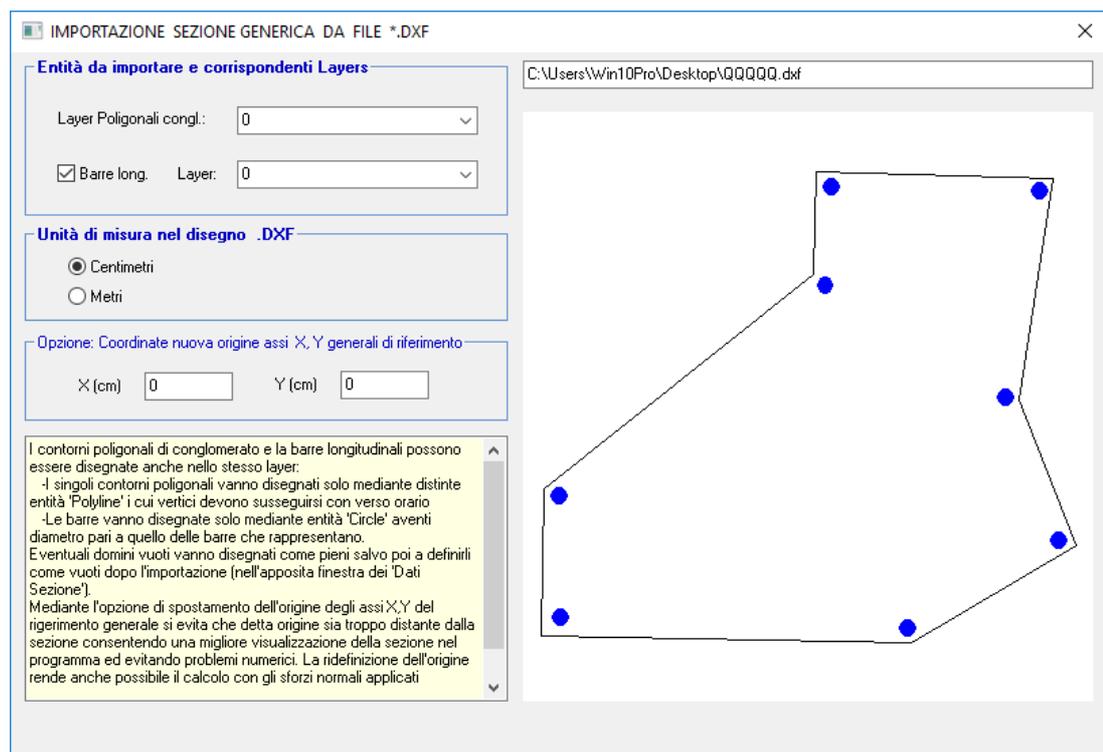
- **Tipo Acciaio:** va selezionato il tipo di acciaio da impiegare per tutte le barre longitudinali della sezione (è ammesso l'uso di un tipo differente di acciaio per le staffe). La lista a discesa dei tipi di acciaio è quella contenuta nell'archivio materiali.
- **Opzione Barre nei vertici dei domini poligonali:** consente la generazione automatica di una o tre barre in ogni vertice dei domini poligonali assegnati. Le barre, il cui diametro è da specificare nella medesima cornice riguardante le barre nei vertici, vengono generate in modo tale che la distanza del loro baricentro dai lati del dominio risulti uguale a quella indicata come copriferro (misurato dal baricentro delle barre) nell'apposito campo dati. Nel caso di o tre barre generate in ogni vertice può essere assegnato/modificato anche l'interfero netto tra le barre. Le coordinate di tutte le barre generate nei vertici unitamente al numero loro attribuito dal programma vengono esposte per prime nella griglia delle barre nei vertici e barre isolate (v. Fig. 3.4) in cui possono essere, successivamente, modificati i valori delle coordinate e dei diametri delle barre. Ogni barra generata viene numerata e visualizzata (insieme al suo numero) nella finestra grafica in modo da poter costituire un estremo per una successiva generazione lineare di barre.
- **Barre nei vertici e barre isolate:** in questa griglia vengono esposte nelle prime righe i dati delle le barre nei vertici dei domini poligonali generate automaticamente dal programma in seguito al comando descritto nel punto precedente. Solo in un secondo tempo vanno inseriti i dati di eventuali altre barre isolate, per le quali vanno assegnate le coordinate (in cm.) ed il diametro (in mm.). Naturalmente se non si prevedono barre nei vertici la griglia è interamente disponibile per le barre isolate. La somma del numero di barre nei vertici + quello delle barre singole non può superare 300. Nella Fig. le barre 1, 2, 3, 4 sono state generate automaticamente (per prime) selezionando una barra per ogni vertice. Le barre 5, 6, invece, sono state assegnate (successivamente a quelle nei vertici) mediante l'inserimento manuale delle rispettive coordinate. Le tre barre intermedie che si trovano sulla congiungente delle barre 5, 6 verranno più comodamente generate automaticamente (senza fornire le coordinate) mediante una generazione lineare di barre il cui input è illustrato nel punto seguente.
- **Generazioni lineari di barre:** una generazione lineare di barre è costituita da una o più barre dello stesso diametro da inserire all'interno dell'allineamento definito da due barre isolate già assegnate (o da due barre già generate nei vertici del dominio). Le barre così generate sono equidistanti tra loro e con le barre di estremità. Nell'apposita griglia di input ad ogni riga corrisponde una generazione lineare da assegnare mediante il numero della barra iniziale di estremità (non appartenente alle barre da generare), il numero della barra finale (non appartenente

alle barre da generare), il N° di barre da generare (escluse quelle di estremità già assegnate), il diametro in mm unico per tutte le barre da generare. E' possibile inserire fino a 100 generazioni lineari di barre (il numero complessivo massimo di barre della sezione non deve però superare 2000).

- **Generazione circolari di barre:** sono costituite da più barre dello stesso diametro il cui baricentro è disposto lungo una circonferenza da assegnare mediante le coordinate del suo centro ed il raggio. Le barre vengono generate in modo che la distanza tra due barre consecutive sia costante. Nell'esempio di Fig. è stata assegnata una generazione circolare costituita da n. 8 barre Ø 14 poste su di una circonferenza il cui raggio è pari a 13 cm ed il cui centro ha le stesse coordinate del centro del dominio n. 2 circolare vuoto.
- **Staffe.** In fase di prima verifica o semiprogetto fanno riferimento a staffe munite di soli due bracci. L'esatta disposizione e numero di staffe chiuse e di legature potranno essere assegnate e/o modificate nella scheda Staffe-Duttilità dopo aver ottenuto i risultati tramite la scheda Risultati.

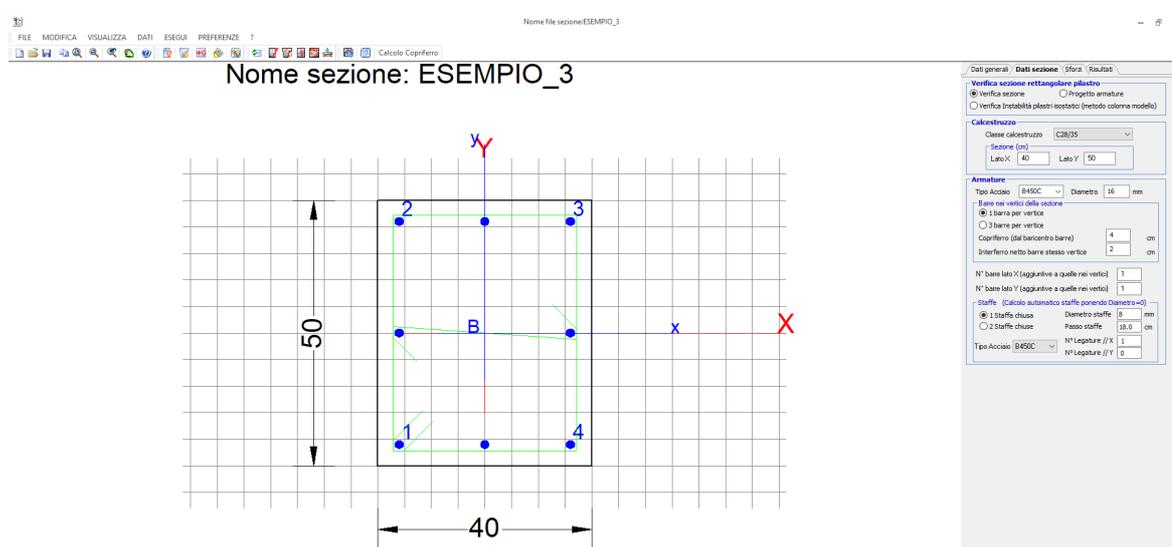
2.4 Importazione da file *.dxf

Sia il contorno poligonale che le barre di armature di sezioni generiche possono essere importate da file *.dxf mediante la seguente finestra di importazione attivabile dal menu File.



2.5 Sezioni rettangolari di pilastri

Per le sezioni rettangolari dei pilastri (le più diffuse nelle applicazioni correnti) si è predisposta una apposita tipologia di calcolo che, a partire da un input molto rapido (rispetto a quello delle sezioni generiche), consente sia la verifica che il progetto delle armature in regime di pressoflessione deviata (sia allo S.L.U. che alle T.A.). Si è inoltre prevista la possibilità di effettuare la verifica dello stato limite di instabilità secondo il metodo semplificato della "colonna modello".



Le ipotesi semplificative (ma anche le più ricorrenti nella pratica) su cui è costruita la finestra di input rappresentata in Fig. sono:

- sezione rettangolare riferita agli assi generali X, Y passanti per il baricentro;
- disposizione delle armature in modalità doppiamente simmetrica rispetto agli assi principali d'inerzia x, y qui sempre coincidenti con gli assi generali X, Y;
- le barre sono tutte dello stesso diametro assegnato ed anche lo stesso copriferro (misurato dal baricentro delle barre).

Si elencano di seguito i singoli dati da immettere nella finestra di input:

- **Classe calcestruzzo:** va selezionato il tipo di conglomerato nella lista a discesa contenente tutte le classi di conglomerato presenti nell'Archivio materiali.

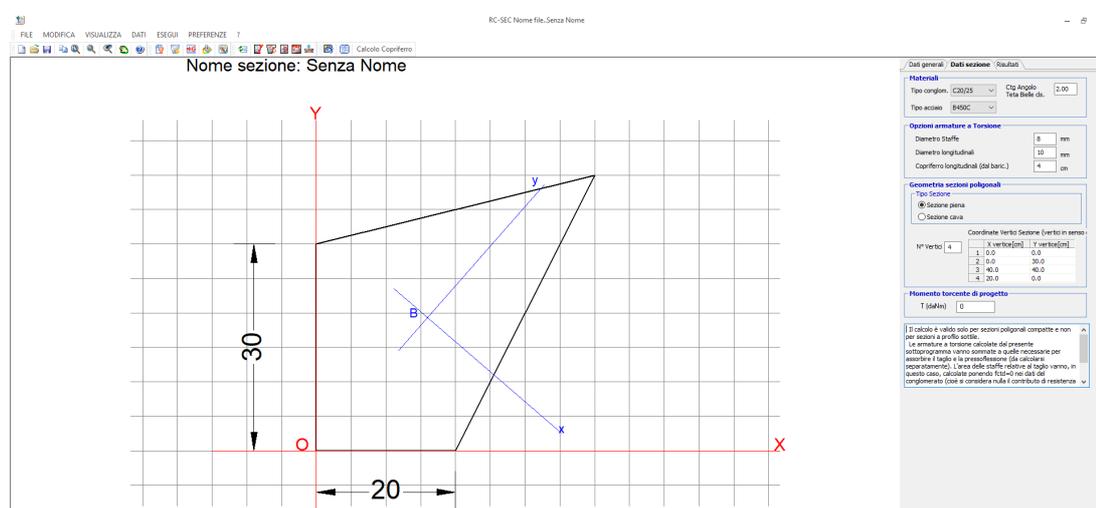
- **Lato X sezione:** misura in cm del lato parallelo all'asse X.
- **Lato Y sezione:** misura in cm del lato parallelo all'asse Y.
- **Tipo Acciaio:** va selezionato il tipo di acciaio nella lista a discesa contenente tutti i tipi di acciaio presenti nell'Archivio materiali.
- **Diametro barre:** va immesso o modificato il diametro in mm. delle barre longitudinali da impiegare.
- **Barre nei vertici della sezione:** questo input è possibile solo in modalità di verifica ed è l'unico previsto nel calcolo dello stato limite di instabilità; in fase di semiprogetto l'armatura viene determinata automaticamente dal programma. In fase di prima apertura della finestra l'opzione prescelta è quella di una sola barra per ogni vertice. Si può successivamente selezionare anche l'altra opzione che prevede tre barre per ogni vertice fissando altresì l'interfero netto tra dette barre.
- **N° barre lato X:** numero di barre su ognuno dei due lati paralleli all'asse X escludendo le barre assegnate nei vertici. Questo input non è disponibile in modalità progetto armature.
- **N° barre lato Y:** numero di barre su ognuno dei due lati paralleli all'asse Y escludendo le barre assegnate nei vertici. Questo input non è disponibile in modalità progetto armature.
- **Staffe:** in fase di verifica è possibile modificare il tipo di acciaio, il diametro, il passo, il tipo di staffe chiuse (1 o 2), il numero di legature in direzione X ed Y. In fase di semiprogetto il programma predispone il numero di staffe e di legature in base ai diametri assegnati nella finestra opzioni armature. Dopo la visualizzazione dei risultati è possibile modificare numero, passo e diametro delle staffe nella scheda Staffe-Duttilità e riverificare la sezione a taglio tramite la scheda risultati (operazione che può essere fatta quante volte si desidera).
- **Sforzo di calcolo Nd costante:** (solo per S.L. di instabilità) lo sforzo normale da assegnare è quello della combinazione ultima che si intende verificare e proviene dai carichi amplificati mediante gli opportuni coefficienti di combinazione. Per l'applicabilità del metodo della colonna modello è necessario che detto sforzo normale sia costante lungo l'asse del pilastro.
- **Momento max di calcolo Md nella sezione critica:** (solo per S.L. di instabilità) momento di calcolo massimo nel pilastro (nel caso di pilastro a mensola è quello della sezione di incastro) per la combinazione ultima considerata.
- **Lunghezza di libera inflessione:** (solo per S.L. di instabilità) va espressa in cm e varia a seconda dei vincoli ipotizzati (nel caso di pilastro a mensola il suo valore è pari a 2 volte la luce effettiva).
- **Eccentricità non intenzionale:** (solo per S.L. di instabilità) è l'eccentricità e (in cm.) di Nd rispetto all'asse indeformato del pilastro che produce un momento flettente $e \times Nd$ che va ad incrementare il

momento del 1° ordine di calcolo M_d . La normativa fissa in 2 cm il suo valore minimo.

2.6 Torsione semplice in sezioni poligonali generiche

Per la quarta tipologia di calcolo prevista nella scheda dei dati generali "torsione semplice di sezioni a contorno poligonale" si è predisposta la finestra dati di Fig.

In essa oltre ad assegnare il diametro delle staffe e dei ferri longitudinali di parete che verranno calcolati dal programma va fissato il copriferro, in cm, dei ferri longitudinali (misurato dal baricentro delle barre). Se la sezione è cava va specificato lo spessore della sezione resistente.



Va infine immesso il valore di calcolo del Momento torcente T (in daNm). Nel caso in cui la sezione sia contemporaneamente sollecitata a taglio le aree delle staffe, distintamente calcolate per le due sollecitazioni, vanno successivamente sommate a parte. La verifica a taglio-torsione va fatta manualmente sulla scorta delle disposizioni normative.

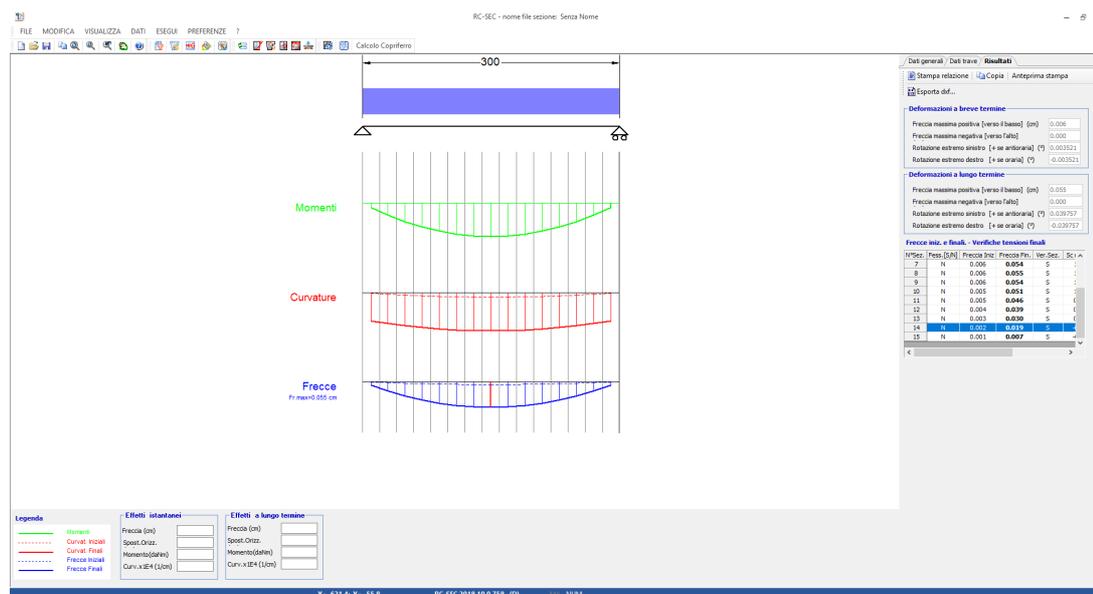
2.7 Calcolo frecce in una campata singola

L'ultima tipologia di calcolo selezionabile nella finestra dei dati generali è quella che concerne il calcolo delle frecce in una trave isostatica. Scopo del calcolo è la valutazione analitica dello stato limite di deformazione in esercizio (S.L.E.) di una singola trave appartenente ad un telaio in corrispondenza di una data combinazione di esercizio.

Dopo aver calcolato il telaio cui la campata appartiene sono note le coppie iperstatiche da applicare alla trave in corrispondenza degli appoggi

di estremità per rendere isostatica la trave stessa e, di conseguenza, operativo il procedimento di calcolo di cui trattasi. La valutazione delle deformazioni operata dal programma tiene conto della fessurazione e dei fenomeni reologici del conglomerato (metodo AAEM).

Vengono altresì verificate le tensioni normali e l'apertura delle fessure di tutte le sezioni medie dei conci in cui viene discretizzata la trave. Si elencano nel seguito tutti i dati di input da assegnare nella scheda dati travi (Fig.)



Per poter successivamente avviare il calcolo, premettendo che la trave è qui schematizzata come costituita da uno o più tronchi ognuno dei quali è caratterizzato da una sezione predefinita (o rettangolare di un pilastro) a geometria ed armatura costante:

Selezionare la directory in cui sono contenuti i files delle sezioni: prima di poter utilizzare il presente sottoprogramma è necessario aver preventivamente calcolato le sezioni predefinite dei vari tronchi di trave in cui si intende suddividere la trave. I files delle sezioni (tutti con estensione *.sez) devono trovarsi (o essere copiati) in un'unica directory per poter essere selezionati nel presente input.

Nell'esempio di Fig. sono state utilizzate due sezioni tipo i cui files sono contenuti entrambi nella directory '\ESEMPI_CALCULO' con le denominazioni SEZ_INCASTRO.sez (quella attribuita ai due tronchi vicini agli appoggi) e SEZ_CAMPATA.sez (quella attribuita al tronco centrale). Effettuata la selezione della directory nella finestra di dialogo (in alto a sinistra) è possibile controllare, nella lista di files esposti a destra, la presenza dei files delle sezioni già predisposti.

- **Tipologia della combinazione di carico:** va specificato il tipo di combinazione di esercizio (rara, frequente, quasi permanente) in riferimento al quale verranno verificate le tensioni normali e l'apertura delle fessure di tutte le sezioni medie dei conci in cui verrà discretizzata la trave.
- **Trave su due appoggi:** è la prima delle due tipologie di trave isostatica previste. L'appoggio di sinistra è fisso, quello di destra è scorrevole per garantire l'isostaticità anche nei confronti delle deformazioni assiali (il programma calcola infatti anche gli spostamenti assiali sotto assegnati sforzi normali attribuibili ai tronchi e, quindi, può essere utilizzato anche per il calcolo delle deformazioni dei pilastri in fase elasto-viscosa).
- **Mensola con incastro a sinistra:** è la seconda delle due tipologie di trave isostatica previste.
- **N° tronchi di trave a sezione costante:** alla stessa trave possono essere attribuiti fino a 10 tronchi a sezione costante. I tronchi si susseguono da sinistra a destra e ad ognuno di essi andrà successivamente attribuita una sezione costante, un carico uniformemente ripartito, uno sforzo assiale baricentrico costante.
- **Passo medio di discretizzazione della trave:** può essere fissato a discrezione dell'utente purché non inferiore a 5 cm. Si consiglia di assegnare un passo non superiore all'altezza utile minima delle sezioni considerate.
- **Coppia all'appoggio sinistro:** va espressa in daNm ed ha segno positivo se antioraria. Questo campo di input compare solo se la trave è del tipo isostatica sui due appoggi di estremità. Nel caso di trave estratta da un telaio iperstatico (o da trave continua) questa coppia corrisponde al momento di incastro trasmesso dal nodo alla sezione di estremità sinistra della trave.
- **Coppia all'appoggio destro:** va espressa in daNm ed ha segno positivo se oraria. Nel caso di trave estratta da un telaio iperstatico (o da trave continua) questa coppia corrisponde al momento di incastro trasmesso dal nodo alla sezione di estremità destra della trave.
- **Nome sezione:** per ogni tronco di trave va selezionata la sezione nell'apposita lista a discesa che si trova in ogni cella in corrispondenza di questa colonna della griglia. L'elenco contiene ovviamente tutti i files contenuti nella directory preventivamente selezionata.
- **Lunghezza tronco:** va espressa in cm.
- **Py:** carico uniformemente ripartito [daN/m] agente sul singolo tronco di trave. Il segno è positivo per carico diretto verso il basso.
- **N:** sforzo normale [daN] costante per la lunghezza del singolo tronco. Il segno è positivo se lo sforzo è di compressione. Si sottolinea che lo

sforzo normale da assegnare non va confuso con il carico assiale uniformemente distribuito [daN/m] il cui input non è qui previsto.

- **Dati relativi ai carichi verticali concentrati (se previsti):** Possono essere assegnati fino a 10 carichi verticali concentrati [daN] , positivi se diretti verso il basso, mediante l'assegnazione dell'ascissa (riferita all'estremo di sinistra della trave) e dell'intensità del carico.

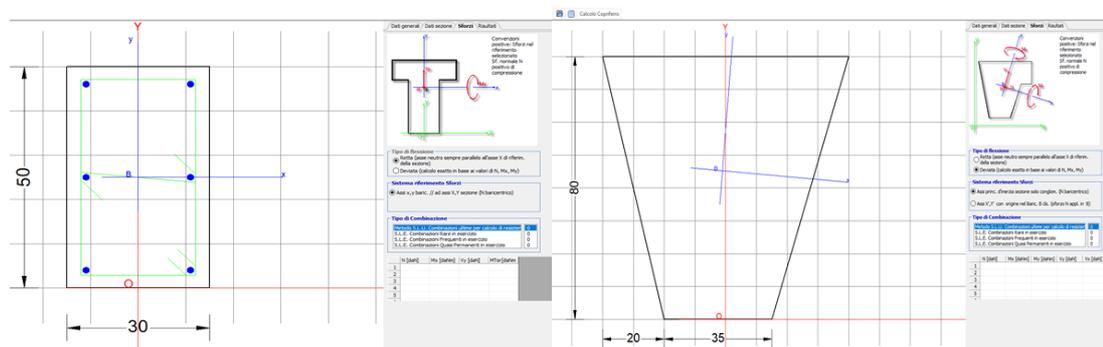
2.8 Sforzi applicati

La finestra per l'inserimento degli sforzi di calcolo da applicare alla sezione può essere aperta sia dal menu dati della finestra principale dell'applicazione sia (più rapidamente) selezionando direttamente la scheda Sforzi.

Questa finestra varia automaticamente a seconda della tipologia della sezione in esame e mostra nella sua parte superiore uno schema con le convenzioni positive degli sforzi da applicare nell'assegnazione degli sforzi di calcolo.

Nella Fig. la finestra a sinistra si riferisce ad una sezione predefinita per la quale si è scelto il sistema di riferimento degli sforzi B,x,y parallelo al sistema fisso di riferimento O,X,Y con l'origine coincidente con il baricentro B della sezione (di solo conglomerato).

La finestra di destra si riferisce invece ad una sezione generica con sistema di riferimento degli sforzi coincidente con gli assi principali d'inerzia della sezione.



- **Tipo di flessione:**

Per le sezioni predefinite può essere solo retta con asse neutro forzatamente parallelo all'asse X del riferimento fisso preimpostato

della sezione. Per le sezioni generiche e per le sezioni rettangolari di pilastri può essere solo deviata con la deviazione dell'asse neutro determinata con analisi completa.

• **Sistema di riferimento Sforzi:**

Per le sezioni predefinite può essere con origine nel baricentro baricentrico con asse x parallelo all'asse X del riferimento generale o coincidente con il sistema O, X, Y di riferimento generale della sezione (fissato dal programma e non modificabile). Per le sezioni generiche può essere coincidente con gli assi principali d'inerzia della sezione o con il sistema B, X', Y' con origine nel baricentro della sezione di calcestruzzo e assi X', Y' paralleli agli assi generali di riferimento X, Y . Per le sezioni rettangolari di pilastri non si pone il problema in quanto gli assi principali d'inerzia coincidono sempre con quelli del sistema di riferimento della sezione.

• **Tipo di combinazione:**

Occorre anzitutto selezionare nell'apposito elenco il tipo di combinazione in corrispondenza del quale assegnare gli sforzi. Il primo tipo di combinazione nell'elenco è sempre quello di resistenza SLU.

I tre tipi successivi sono invece le combinazioni di esercizio (rare, frequenti e quasi permanenti) previste dalla normativa. Per poter effettuare il calcolo è necessario fornire almeno una combinazione di resistenza (quelle di esercizio sono opzionali).

Per le sezioni predefinite possono assegnarsi contemporaneamente i seguenti sforzi:

- N Sforzo normale positivo se di compressione.
- M_x/MX Momento flettente intorno all'asse x o X a seconda del sistema di riferimento degli sforzi prescelto.
- V_y/VY Taglio con unica componente parallela all'asse y o all'asse Y .
- M_{tor} Momento torcente.

Per le sezioni generiche e le rettangolari di pilastri possono assegnarsi i seguenti sforzi agenti anche contemporaneamente:

- N [daN] Sforzo normale.
- M_x/MX Momento flettente intorno all'asse x o X a seconda del sistema di riferimento degli sforzi prescelto.
- M_y/MY Momento flettente intorno all'asse y o Y a seconda del sistema di riferimento degli sforzi prescelto.

- V_y/VY Componente del Taglio parallela all'asse x o all'asse X.
- V_x/VX Componente del Taglio parallela all'asse y o all'asse Y.

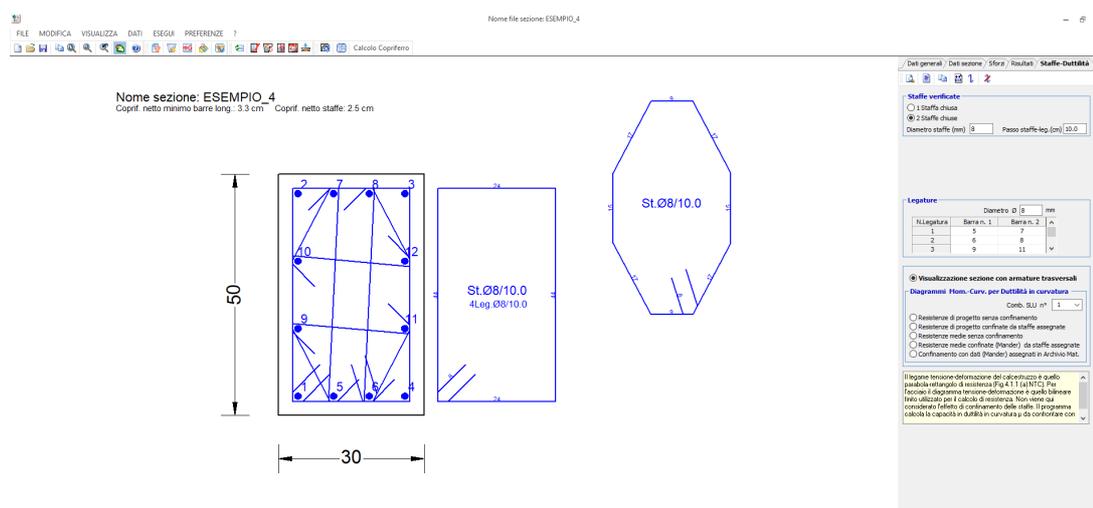
2.9 Staffe - Duttilità

Staffe e legature per Sezioni rettangolari di pilastri

In questa scheda è possibile modificare i dati delle staffe e delle legature proposte dal programma dopo la prima esecuzione del calcolo.

Per le sezioni rettangolari di pilastri è possibile assegnare passo, diametro staffe, una o due staffe chiuse (come quelle in figura), diametro legature e legature da disporre liberamente tramite mouse o griglia.

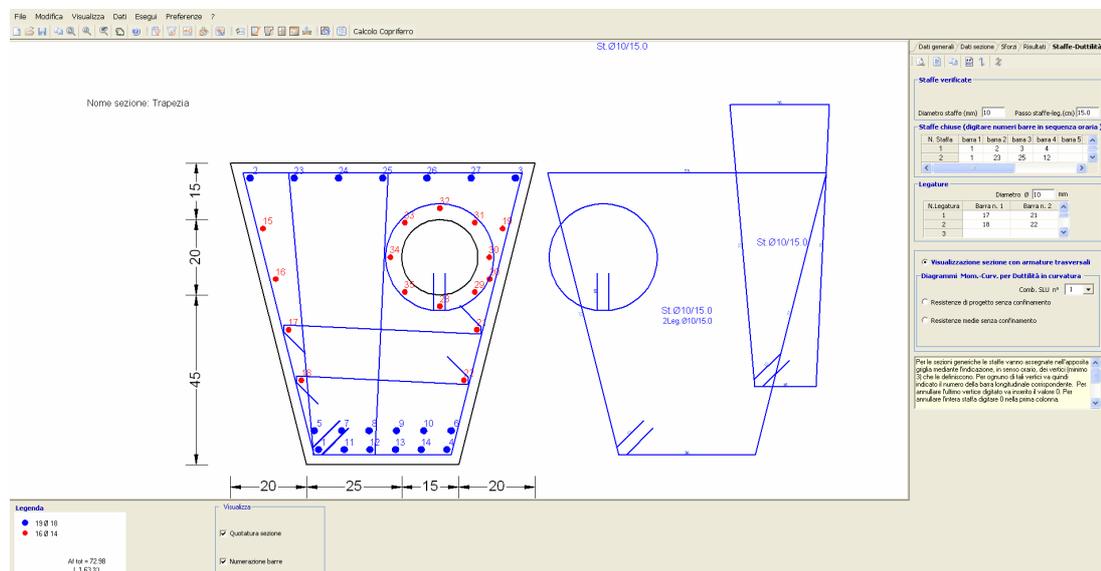
Una volta modificati i dati di staffe e legature la riverifica a taglio va effettuata selezionando la scheda risultati. Si può tornare alla scheda staffe per rimodificare i dati e poi riverificare nuovamente, e così via.



Staffe e legature per sezioni generiche

Nella prima elaborazione (sia in verifica che in progetto) non è possibile assegnare in dettaglio forma e numero delle staffe chiuse e delle legature: il programma utilizza in questo primo calcolo (da non considerare definitivo ma solo di predimensionamento) una sola staffa chiusa perimetrale (a due bracci) senza legature. Una volta ottenuti i risultati di questo primo calcolo si può aprire la scheda delle staffe (vedi figura sottoriportata) e tramite le apposite griglie possono essere inserite o variate fino a 10 staffe chiuse e fino a 80 legature (queste ultime assegnabili e cancellabili anche tramite mouse). Naturalmente potranno essere variati anche il diametro delle staffe e delle legature nonché il passo che è previsto unico sia per le staffe che per le legature. Il rispetto della disposizioni geometriche relative al contenimento delle barre longitudinali tramite staffe e/o legature (§7.4.6.2.2 NTC) è di stretta

competenza dell'utente in quanto la genericità della forma della sezione e della disposizione delle barre impedisce una verifica automatica di tali prescrizioni. Il programma controlla invece sia la correttezza del passo delle staffe che i minimi di armatura trasversale (formula (7.4.28) NTC) considerando nel calcolo anche le legature e le inclinazioni, rispetto alla direzione di calcolo del taglio obliquo, di tutti i bracci di staffe e legature. Una volta modificati i dati di staffe e legature la riverifica a taglio va effettuata selezionando la scheda risultati. Si può tornare alla scheda staffe per rimodificare i dati e poi riverificare nuovamente, e così via. Il disegno della sezione completa di staffe può essere catturato in memoria o salvato su file .dxf tramite gli appositi pulsanti posti sulla scheda.



Duttilità e diagrammi momenti curvatures

In questa stessa scheda è previsto il calcolo e la rappresentazione grafica di vari tipi di diagrammi momenti curvatures in grado di fornire una valutazione diretta della duttilità di curvatura della sezione (§ 7.4.4.1.2 NTC).

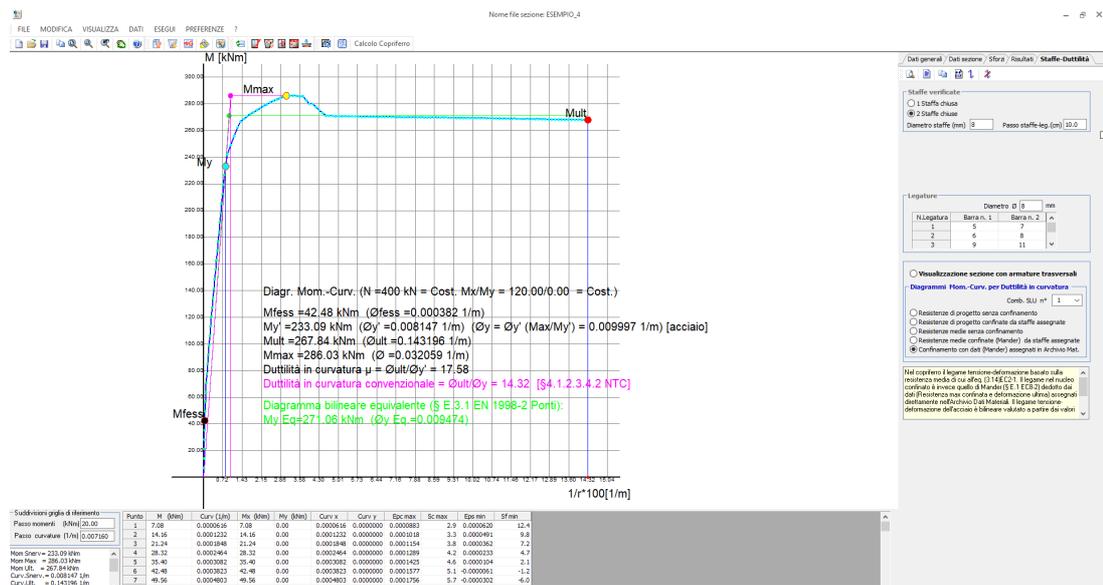
Per l'acciaio è prevista la legge costitutiva bilineare generica. Per il calcestruzzo sono previste le seguenti leggi costitutive:

- Parabola-rettangolo con valori di progetto del calcestruzzo: fa diretto riferimento al § 7.4.4.1.2 NTC e quindi al calcolo sismico lineare con fattore di comportamento q .
- Parabola-rettangolo con valori di progetto dei materiali che tiene conto del confinamento delle staffe effettivamente presenti nella sezione. Il calcolo fa riferimento al § 4.1.2.1.2.1 NTC.

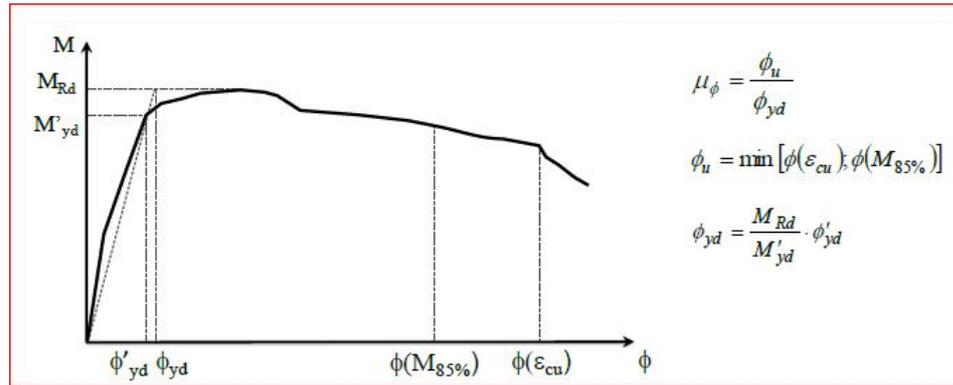
- Parabola rettangolo con valori medi del calcestruzzo (valori medi anche per l'acciaio): utilizzabile nel calcolo non lineare (pushover).
- Legge di Mander per il calcestruzzo confinato a partire dai valori medi di resistenza e sulla base delle staffe effettivamente assegnate alla sezione: utilizzabile nel calcolo non lineare (Pushover)
- Legge di Mander assegnata direttamente nell'archivio materiali mediante i parametri caratteristici $f_c \max'$, $\epsilon_{cu,c}$.

Il calcolo viene eseguito a sforzo normale costante incrementando il momento flettente a rapporto M_y/M_x costante e tenendo conto della rottura del copriferro (*spalling*) per valori di deformazione unitaria superiori a 0.0035. Si ottengono così diagrammi momenti curvature del tipo di quello rappresentato nella figura seguente in cui vengono, tra l'altro, evidenziati valori del momento di snervamento, ultimo e di fessurazione.

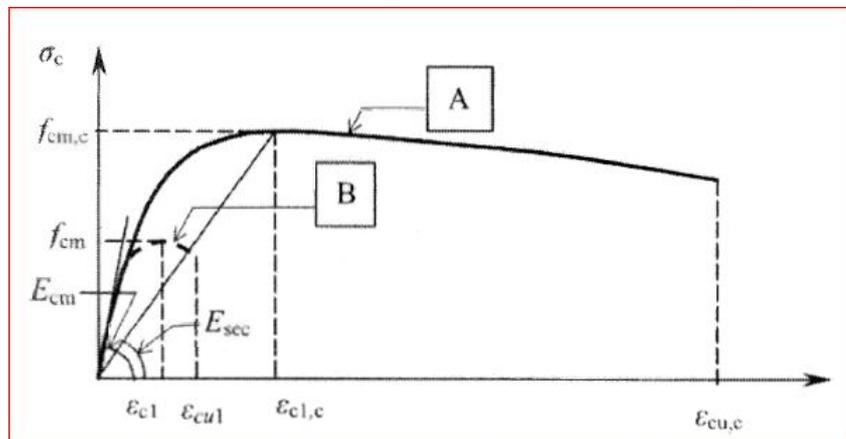
Per un approfondimento sulle modalità di calcolo seguite si rimanda al paragrafo delle verifiche in termini di duttilità.



Il calcolo di duttilità effettuato dal programma tiene conto delle novità introdotte dalle NTC2018 nel § 4.1.2.3.4.2 e che sono sintetizzate nella seguente figura.



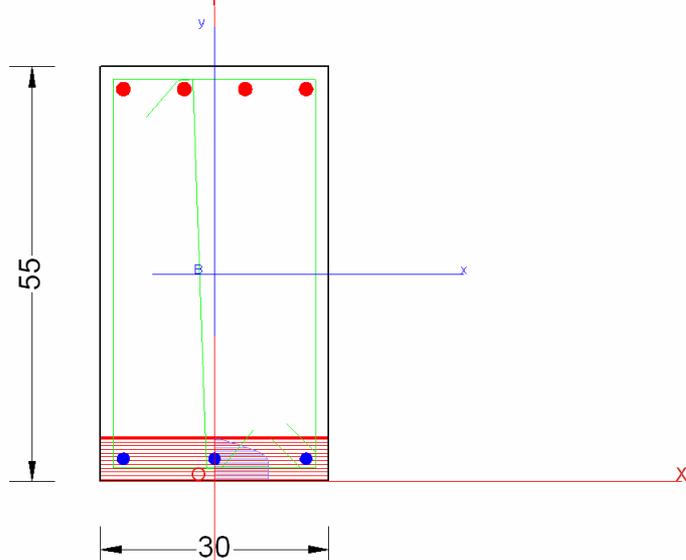
Il diagramma di Mander (vedi figura seguente) utilizzato dal programma nel calcolo del confinamento con valori medi dei materiali è descritto in dettaglio nell'Annex E dell'Eurocodice 8-2.



2.10 Staffe nodali

Al termine del calcolo di resistenza delle sezioni di travi predefinite è possibile effettuare il progetto dell'area delle staffe nodali di un eventuale nodo in cui vada ad innestarsi la trave a cui appartiene la sezione che si sta calcolando.

AITEC_nodi Comb. n. 1 (S.L.U.)
 arre long.: 2.1 cm Coprif. netto staffe: 1.3 cm



Dati generali | Dati sezione | Sforzi | Risultati | Staffe-Duttilità

sezione verificata

Tipo Combinazione	N. Comb.	Comb. Non
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	0	
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	0	
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	0	

Combinazione N° 1 COMBINAZIONE VERIFICATA

Resistenza Fless.Composta: Misura sic.=2.0 [OK se > 1.0]

Sforzi assegnati	Sforzi resistenti (asse x baricentrico)	Defor.
N = 0 daN	N Res = -16 daN	Def.m
Mx = -10000	Mx Res = -19635 daNm	Def.mi
	Curv.Max=0.000610269 1/cm	Def.3j
	As tes= 10.2 cm²	Def.mi
	As compr.= 6.0 cm²	Asse

Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.292 [OK se <= 1.0]

Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Sviluppo
Vy = 10000 daN	Staffe: Af= 2.18	Staffe: Af= 15.08
Vydu = 10000 daN		Diam.Staffe: 8 mm
Vrtd = 36376 daN		Passo Staffe = 10.0
Vrwd = 69038 daN		N° bracci Staffe = 3
bw = 30.0 cm		

Calcola e visualizza

- Sezione con tensioni e deformazioni
- Dominio N-Mx: resistenza S.L.U.
- Dominio N-Mx S.L.U. + Resist. sostanz. Elastica
- Nodo trave-pilastro: progetto staffe

Con riferimento alla fase dei risultati della sezione qui sopra rappresentata, è possibile selezionare l'ultima opzione in basso: **Nodo trave-pilastro: progetto staffe.**

Ciò porta all'apertura della seguente finestra in cui vanno assegnati i dati mancanti relativi all'eventuale pilastro convergente nel nodo:

Progetto Staffe confinamento Nodo Trave corrente con Pilastro da assegn...

Tipo di nodo

Nodo Esterno
 Nodo Interno

Dimensioni Pilastro

Lato parallelo asse trave	hc	45	cm
Lato ortogonale asse trave	bc	40.0	cm
Copri ferro barre pil. (dal baricentro)		4.0	cm

Sforzi agenti sul Nodo

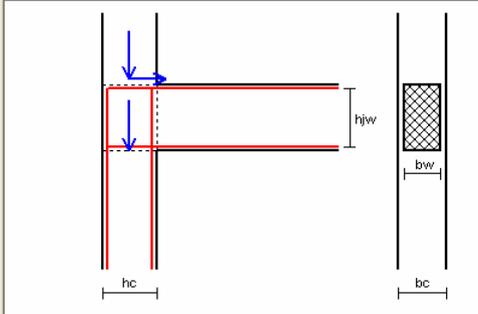
Sforzo normale max: sul nodo	20000	daN
Sforzo normale min sul nodo	10000	daN
Taglio orizzontale sul nodo Vc	5000	daN
Sforzo normale min sotto il nodo	10000	daN

Diametro Staffe 8 mm

La verifica a compressione diagonale viene effettuata con la (7.4.8)NTC. Il calcolo delle staffe orizzontali nodali viene effettuato con entrambi i metodi di cui alla (7.4.10)NTC e (7.4.11)-(7.4.12)NTC. Può assumersi la MINIMA quantità di staffe tra le due calcolate.

I dati relativi ai materiali ed alle armature della trave sono quelli della trave corrente in fase di calcolo. L'area delle staffe nodali qui calcolata deve essere confrontata con quella delle zone dissipative adiacenti

Calcola e verifica nodo



Risultati

Nodo Verificato

Verifica a Compressione Diagonale (7.4.8)NTC - (5.33)EC8

Compress. agente Vjbd 38812 daN Resistenza 81999 daN

Trazione Diagonale: calcolo staffe nodali

Metodo 1: eq.(7.4.10)NTC		Metodo 2: eq.(7.4.11) (7.4.12)NTC	
Numero Staffe	10 cm	Numero Staffe	7 cm
Passo Staffe	5.4 cm	Passo Staffe	8.2 cm
N° bracci staffe	3	N° bracci staffe	2
Area totale staffe	15.1 cm²	Area totale staffe	7.0 cm²
Area St. di progetto	14.6 cm²	Area St. di progetto	6.4 cm²

Stampa risultati Esci

Una volta completata l'assegnazione dei dati relativi al pilastro comprensivi degli sforzi da essi trasmessi al nodo il programma effettua il

progetto dell'area dell'armatura trasversale (staffe nodali) utilizzando entrambe le formulazioni previste nel § 7.4.4.3.1 NTC [eq. (7.4.10) e (7.4.11)(7.4.12)]. Per il dimensionamento effettivo delle staffe si sceglierà la minore tra le due aree di progetto calcolate. Naturalmente il dimensionamento delle staffe deve essere necessariamente accompagnato dalla verifica positiva a compressione diagonale ex eq. (7.4.8) NTC.

Nel caso in cui l'area delle staffe del pilastro (superiore o inferiore) nella direzione della trave risultino maggiori di quella ottenuta dal programma è necessario assumere per il nodo l'area delle staffe del pilastro.

2.11 Archivio materiali

In questa finestra tutte le unità di misura delle caratteristiche dei materiali vanno espresse in daN (1daN = 10 Newton) ed in cm.

All'apertura del programma o di un nuovo calcolo viene visualizzato l'archivio fisso di partenza nel quale è possibile aggiungere nuovi tipi di conglomerato ed acciaio o modificare i valori presenti.

Quando i dati della sezione calcolata vengono salvati viene memorizzato con essi anche l'intero archivio modificato.

Si noti che per quanto riguarda i dati utili al calcolo allo stato limite ultimo non compaiono i coefficienti di riduzione in quanto i dati di calcolo da immettere vanno preventivamente divisi per tali coefficienti (la resistenza di calcolo f_{cd} ad esempio è quella ottenuta dal rapporto F_{ck}/f_c essendo f_c il coeff. di riduzione oggi previsto dalla normativa sugli stati limite).

Archivio materiali

Conglomerati

N°	Classe Congl.	Rck, cubi	Ec	f _{cm}	f _{ck}	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	Coef. Poisson	Coef. Viscos.	Coef. Ritiro	Coef. Invecch.	r or
1	C20/25	250	299600	280	200	113.3	10.1	22.1	0.2	2.5	.00025	0.8	
2	C25/30	300	314750	330	250	141.6	11.4	25.6	0.2	2.5	.00025	0.8	
3	C28/35	350	323080	360	280	158.6	12.6	27.6	0.2	2.5	.00025	0.8	
4	C30/37	370	328360	380	300	170	13.5	29	0.2	2.5	.00025	0.8	

Acciai per barre

N°	Nome Acciaio	Es	f _{ym}	f _{yk}	f _{yd}	f _{tk}	f _{td}	ept_k	epd_ult	β1*β2 iniz.	β1*β2 final
1	B450C	2000000	5175	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450A	2000000	4800	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4800	4500	3913	4582	3985	.075	.0675	1	0.5
4											

Parametri SLE (apert.fess.-tensioni normali) DM2018 Dati Utente

Cond. Ambientali	Tipo Combin.	Apert. Fess. mm	S.Cls (aliqu. fck)	S. Fe (aliqu.fyk)
Ordinarie	Rara	====	0.60	0.80
	Frequente	0.40	0.60	0.80
	Quasi perm	0.30	0.45	0.80
Aggressive	Rara	====	0.60	0.80
	Frequente	0.30	0.60	0.80
	Quasi perm.	0.20	0.45	0.80
Molto aggressive	Rara	====	0.60	0.80
	Frequente	0.20	0.60	0.80
	Quasi perm.	0.20	0.45	0.80

Tabella Acciai
Per ottenere orizzontale il pianerottolo plastico nel calcolo delle resistenze e dei momenti-curvature con valori di progetto porre f_{td}=f_{yd}.
L'inclinazione del ramo plastico nel calcolo del diagramma momenti-curvature con valori medi dei materiali è f_{tm}/f_{ym}; il programma assume questo rapporto pari a quello f_{tk}/f_{yk} sulla base cioè dei valori di f_{tk} e f_{yk} assegnati in griglia (in mancanza di dati diretti si può porre f_{tk}=1.15 f_{yk}).

B450C

Assumi come default Applica Annulla

CALCESTRUZZI

Classe congl.: Denominazione della classe di resistenza del conglomerato mediante una definizione alfanumerica di non più di 10 caratteri. Le NTC esigono (per i soli calcestruzzi nuovi cioè non appartenenti a strutture esistenti) l'impiego delle denominazioni normalizzate quali ad esempio: C20/25; C25/30; C28/35; C35/45 etc. definite in base alla resistenza caratteristica rispettivamente cilindrica f_{ck} e su cubi R_{ck} .

Rck: Resistenza caratteristica su cubi del conglomerato. Sono gli stessi valori che compaiono nelle denominazioni delle classi.

Ec: Modulo elastico. Sia EC2 che NTC (punto 11.2.10.3) indicano il valore secante E_{cm} (secante tra $s_c=0$ e $s_c=0.4 f_{cm}$) pari a $220000 (f_{cm}/100)0.3$ daN/cm² dove $f_{cm} = f_{ck} + 80$ (daN/cm²) = valore medio della resistenza.

fck: Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$ [punto 11.2.10.1 NTC].

fcd: Resistenza ultima di calcolo a compressione $f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / 1,5$ [punto 4.1.2.1.1.1 NTC] dove $a_{cc} = 0,85$ = coeff. riduttivo delle resistenze di lunga durata e 1,5 è il coeff. sicurezza parziale del calcestruzzo.

fctd: Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 0,7 f_{ctm} / 1,5$.

f_{ctm}: Resistenza media a trazione (in daN/cm²) $f_{ctm} = 3 (f_{ck}/10)^{2/3}$ per classi ≤ C50/60 [11.2.10.2 NTC]

$f_{ctm} = 21,2 \ln[1 + (f_{cm}/100)]$ per classi > C50/60

Coeff. Poisson: Variabile tra 0 e 0,2. Non utilizzato nelle elaborazioni di questa versione del programma.

Coeff. Visc.: Coefficiente di viscosità [punto 11.2.10.7 NTC] utilizzato per il calcolo delle tensioni di esercizio col metodo AAEM.

Coeff. Ritiro: Coefficiente di ritiro [punto 11.2.10.6 NTC] utilizzato per il calcolo delle tensioni di esercizio col metodo AAEM.

Coeff. Inv.: Coefficiente di invecchiamento del metodo AAEM (di norma può porsi 0,8) [vedi Cap. 7].

n omog.: Coefficiente di omogeneizzazione riferito al conglomerato (E_s/E_c) impiegato nel calcolo degli stati limite di esercizio.

f_{c max}: resistenza calcestruzzo confinato (in daN/cm²) al picco del diagramma tensioni deformazioni di Mander utilizzato dal programma solo per il calcolo della duttilità di curvatura (vedi Cap.5).

f_{c ult}: resistenza ultima calcestruzzo confinato (in daN/cm²) alla fine del diagramma lineare decrescente tensioni deformazioni tipo Kent-Park (vedi Cap.5 per il calcolo della duttilità di curvatura).

epc ult: deformazione unitaria a rottura ($e_{cu,c}$) del calcestruzzo confinato modellato con la legge di Mander (vedi Cap.5 per il calcolo della duttilità di curvatura).

ACCIAI PER BARRE

Nome acciaio: Denominazione del tipo di acciaio mediante una definizione libera alfanumerica di non più di 10 caratteri.

Es: Modulo elastico istantaneo. EC2 consiglia il valore di 2000000 daN/cm² per tutti gli acciai.

f_{yk}: Tensione caratteristica di snervamento nominale. Per l'acciaio in barre B450C il valore è pari a 4500 daN/cm² [punto 11.3.2.1 NTC].

f_{yd}: Tensione di snervamento di calcolo = $f_{yk} / 1,15$ [1,15 = coefficiente di sicurezza parziale]

f_{tk}: Tensione caratteristica di rottura nominale. Per l'acciaio in barre B450C il valore è pari a 5400 daN/cm² [punto 11.3.2.1 NTC]. Viene indicato solo per la descrizione dell'acciaio.

f_{td}: (f_{td})Tensione di rottura di calcolo. E' la tensione ridotta dal coeff. 1.15 in corrispondenza della deformazione unitaria a rottura di calcolo pari al 90% della deformazione a rottura caratteristica (che per l'acciaio B450C è ≥ 0,075).

ept_k: Deformazione unitaria e_{uk} caratteristica a rottura nel diagramma idealizzato dell'acciaio (per l'acciaio B450C è $\geq 0,075$).

epd_ult: Deformazione unitaria e_{ud} di progetto a rottura nel diagramma idealizzato dell'acciaio: non può essere $> 0,9 \cdot ept_k$.

b1,*b2 (iniz.): prodotto dei coefficienti $b1, b2$ rappresentativi dell'aderenza acciaio calcestruzzo e dello stato di sollecitazione nel caso di prima applicazione del carico [punto B.6.6.2. Circ. 252/'96]. Questo valore viene assunto automaticamente dal programma nel calcolo dell'apertura delle fessure calcolo delle frecce (metodo AAEM/EM) per valutare la deformazione iniziale delle sezioni.

b1,*b2 (finale): prodotto dei coefficienti $b1, b2$ rappresentativi dell'aderenza acciaio calcestruzzo e dello stato di sollecitazione nel caso di azioni di lunga durata o di azioni ripetute [punto B.6.6.2. Circ. 252/'96]. Questo valore viene assunto automaticamente dal programma nel calcolo dell'apertura delle fessure nelle combinazioni frequenti e quasi permanenti (in quelle rare non è previsto questo calcolo in base al § 4.1.2.2.4.2 NTC) e nel calcolo delle frecce per valutare la deformazione finale delle sezioni.

2.12 Opzioni armature e di calcolo

Opzioni armature e di calcolo

Il copriferro da assegnare alle barre longitudinali riferito al baricentro delle stesse è somma di quello netto (2,0/3,0/4,0 cm) delle staffe + il diametro delle staffe + il semidiametro delle barre +

Unità di misura

Sforzi [daN, daNm], Tensioni [daN/cm²]
 Sforzi [kN, kNm], Tensioni [N/mm²=Mpa]

Opzioni Armature

Scelta Diametri Long.

1° Diam. mm.
 2° Diam. mm.

Scelta Diam. Staffe

1° Diam. mm.
 2° Diam. mm.

Diametro ferri di parete per torsione

Diametro mm

Diametro legature per travi/pilastri/pareti

Diametro mm

Rapp- min A'f/Af (Sezioni predefinite)

Interf. netto minimo barre longitudinali cm

Interf. massimo barre longitudinali cm

Coprif. (dal baricentro barre) di default cm

Passo min.staffe primo diam.di scelta cm

Dist. reciproca massima Bracci Staffe cm

Ctg Angolo bielle ds. in Torsione (1<=Ctg<=2.5)

Ctg max nel calcolo del Taglio (<=2.5)

Calcestruzzo

Passo di discretizzazione <= 2 cm

Esci

Salva Opzioni come default

I diametri delle armature che compaiono in questa finestra vengono utilizzati dal programma per calcolo di progetto delle armature. Per le assegnazioni iniziali dei diametri alla prima apertura della finestra di input (scheda dati sezione) viene assunto il primo dei due diametri delle armature longitudinali.

- **Unità di misura:** per sforzi e tensioni possono essere previste due possibilità la prima con riferimento a daN, metri e cm la seconda a kN netri e mm.
- **Scelta diametri armature longitudinali:** vanno indicati due differenti diametri (in mm) per le barre di armatura longitudinali (può anche essere indicato un unico valore per entrambi i diametri). Il secondo diametro deve essere

maggiore o uguale al primo. Questi diametri vengono utilizzati come diametri di partenza per il semiprogetto delle armature e per l'avvio iniziale delle varie tipologie sezionali.

- **Scelta diametri staffe:** vanno indicati due differenti diametri (in mm) per le staffe di armatura a taglio-torsione (può anche essere indicato un unico valore per entrambi i diametri). Questi diametri vengono utilizzati per il semiprogetto delle staffe.
- **Diametro ferri di parete per torsione:** va indicato il diametro (in mm) da utilizzare per le armature longitudinali a torsione.
- **Af'/Af:** minimo rapporto tra l'area delle armature longitudinali in zona compressa e quella delle armature in zona tesa. Nei tratti di attacco ai pilastri le sezioni delle travi devono presentare un rapporto minimo pari a 0,5 per una lunghezza pari ad almeno 2 volte l'altezza utile della sezione. Questo rapporto viene modificato nel calcolo di progetto se la normativa o l'intensità della sollecitazione richiede una maggiore percentuale di armatura in zona compressa.
- **Interfero netto minimo barre longitudinali:** minima distanza netta (in cm) ammessa tra i contorni delle barre longitudinali. Per la corretta assegnazione di tale valore vedasi § 4.1.6.1.3 NTC e relativa Circolare.
- **Copriferro di default:** distanza (in cm) del baricentro delle barre longitudinali più vicine al contorno laterale della sezione rispetto al contorno stesso. Per la corretta assegnazione di tale valore vedasi § 4.1.6.1.3 NTC e Circolare.
- **Passo minimo staffe con il primo diametro di scelta** (cm): se dal calcolo di progetto, fatto col diametro minimo assegnato alle staffe, il passo risulta minore del valore qui assegnato, detto passo viene ricalcolato in base al secondo diametro assegnato (maggiore).
- **Distanza reciproca massima bracci staffe:** oltre tale distanza (in cm) tra i due bracci di una stessa staffa viene comunque aggiunta un ulteriore braccio (legatura) e/o una ulteriore staffa (staffa doppia). Nel caso di sezioni a T o rettangolari con flange tale distanza si riferisce solo alle staffe della nervatura rettangolare d'anima.
- **Ctg dell'angolo formato dalle bielle** compresse nella sollecitazione di torsione. In presenza di torsione e di torsione e taglio il valore di questa cotangente può essere assegnato liberamente purchè compreso tra 1 e 2.5. Nel

caso di sezioni poste in zona critica con classe di duttilità "A" il programma assume automaticamente il valore pari ad 1.

- **Ctg massima nel calcolo del taglio.** Il programma in automatico assume per la cotangente dell'angolo formato dalle bielle compresse il valore iniziale 2.5 (quello cioè che conduce alla minima area di staffe). Tale valore iniziale viene incrementato solo se la sezione non viene verificata dal lato acciaio. Questa opzione consente per ogni sezione calcolata di poter variare detto valore minimo di partenza per l'armatura delle staffe (ad esempio assegnando 1 si ottiene l'area massima di staffe in corrispondenza del taglio assegnato).
- **Passo di discretizzazione:** nel calcolo allo stato limite ultimo per tensioni normali la sezione viene discretizzata mediante strisce equidistanti tra loro e tutte parallele all'asse neutro. Il passo di discretizzazione fissa il valore in cm. di tale equidistanza. Si consiglia il valore 0,5 cm per le sezioni correnti. Per sezioni di grandi dimensioni (ad es. pile da ponte) si può utilizzare senza apprezzabile errore un valore da 1 a 2 cm.

2.13 Altezza testi - Opzioni di stampa

Altezza Testi - Scala diagrammi - Opzioni di stampa

Altezza dei testi

Altezza numeri assegnati ai vertici dei campi poligonali	3	cm
Altezza numeri assegnati alle barre nei vertici ed isolate	2	cm
Altezza delle quote e delle coordinate	3	cm
Altezza scritte e didascalie	2	cm

Scala diagrammi a video tensioni normali

Lunghezza in cm corrispondente a 100 daN/cm ² di Tensione Normale	5
--	---

Opzioni di Stampa

Stampa compatta: stampa tensioni e deform. nei soli punti in cui sono max e min

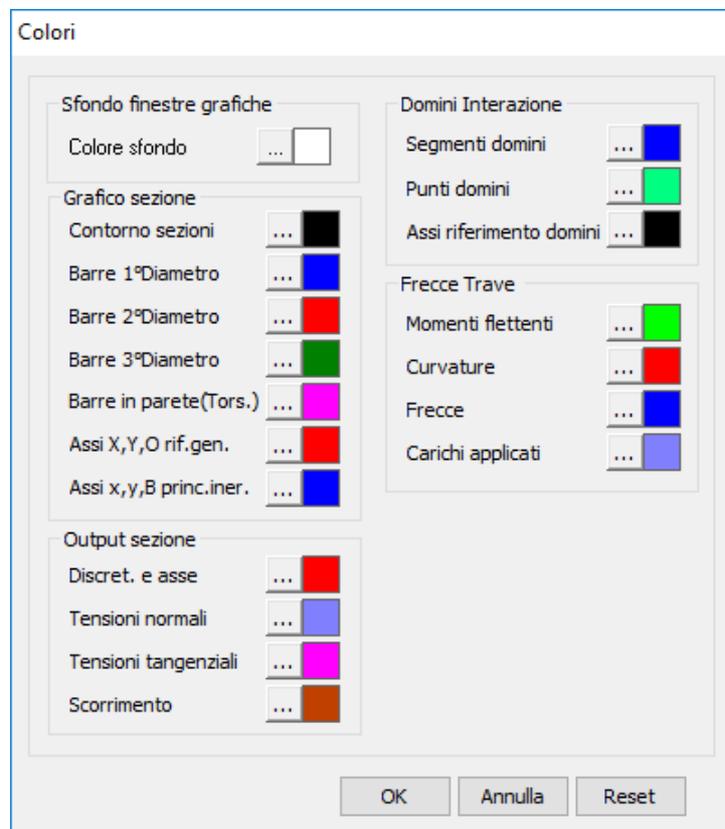
Stampa estesa: stampa tensioni e deform. per tutte le barre ed in tutti i vertici del conglomerato

Salva come default

Tramite le opzioni presenti in questa finestra è possibile fissare:

- l'altezza (in cm) dei caratteri numerici che compaiono nei grafici delle sezioni sullo schermo e delle scritte dei titoli delle schermate principali (altezza fissata automaticamente dal programma per domini e diagrammi momenti curvatures);
- le scale dei diagrammi delle tensioni normali che compaiono nei grafici sullo schermo;
- il tipo di stampa (compatta o estesa) che si intende ottenere nei risultati del calcolo (la stampa estesa riporta, in aggiunta rispetto alla stampa compatta, le tensioni in tutti i vertici dei domini poligonali ed in tutte le armature presenti);

2.14 Colori dei grafici



Grazie alle opzioni che compaiono nella finestra di opzione è possibile assegnare un colore personalizzato per quasi tutte le entità grafiche che compaiono sullo schermo.

2.15 Calcolo coefficienti reologici del conglomerato

Calcolo coeff. di viscosità e ritiro del calcestruzzo [§ 3.1.4 EC2]

DATI INPUT

Resistenza media del conglomerato f_{cm} a 28 giorni [Mpa] 28.8

Percentuale di umidità media relativa RH (tra 20% e 100%) 60

Dimens. fittizia sezione $h_0 = 2A_c/u$ (A_c =area sez.; u =perim. di essicc.) [mm] 150

Classe Cemento

classe S (presa lenta)

classe N (presa normale/rapida)

classe R (ad alta resistenza)

Età t_0 in giorni del conglomerato all'atto del carico [giorni] 20

Età t_1 finale del ds. ($t_1 > t_0$) di calcolo dei coefficienti reologici [giorni] 365

Età t_s di maturazione del ds. ($t_s < t_1$) per calcolo ritiro al tempo t_1 [giorni] 28

RISULTATI

Al tempo $t_1 > t_0$

Coefficiente ϕ di viscosità al tempo t_1 2.205

Coefficiente di ritiro da essiccamento al tempo t_1 0.000417

Coefficiente di ritiro autogeno al tempo t_1 0.000026

Coefficiente di invecchiamento al tempo t_1 0.922

Modulo elastico medio $E_{cm}(t_0)$ al tempo t_0 di messa in carico iniziale [Mpa] 29788.3

Modulo elastico medio $E_{cm}(t_1)$ al tempo t_1 [Mpa] 31883.4

Al tempo $t_1 = \infty$

Coefficiente ϕ di viscosità al tempo $t = \infty$ (70anni = 25550 giorni) 2.860

Coefficiente di ritiro da essiccamento al tempo $t = \infty$ 0.000508

Coefficiente di ritiro autogeno al tempo $t = \infty$ 0.000027

I coefficienti reologici calcolati in questo modulo vanno inseriti nell'archivio dei Dati dei materiali per poter essere utilizzati dal programma nel calcolo delle tensioni in esercizio secondo i metodi AAEM/EM (se si usa il metodo semplificato essi non vengono messi in conto in quanto sostituiti dal modulo n di omogeneizzazione). Detti coefficienti verranno, inoltre, sempre utilizzati in automatico nel modulo di calcolo delle frecce in esercizio di una trave.
Il coeff. di invecchiamento da t_0 al tempo infinito può essere posto, con buona approssimazione,

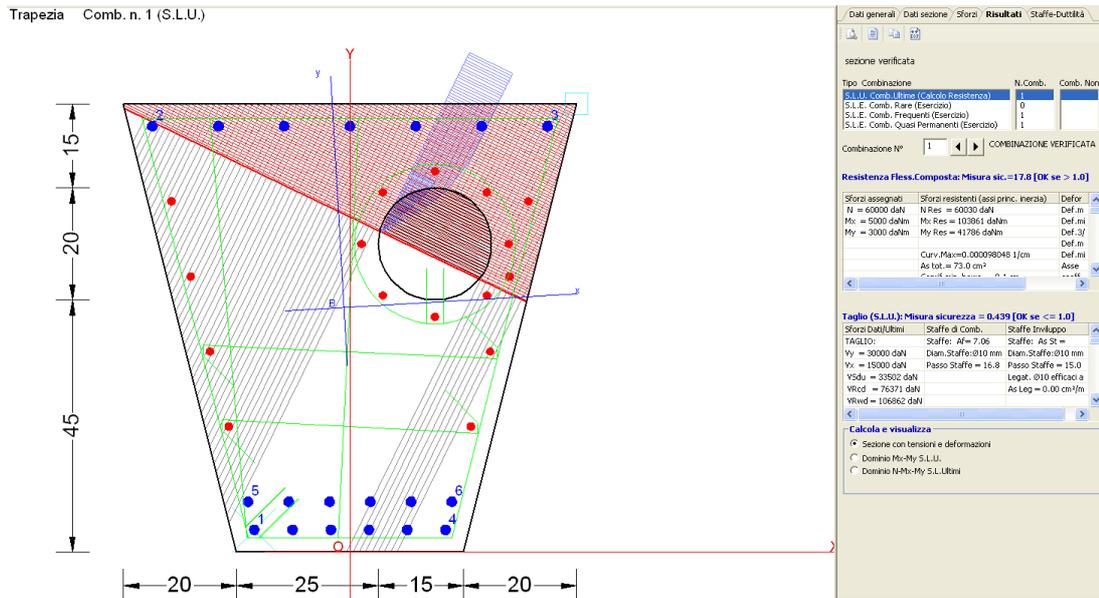
Stampa Esci

Si tratta di un sottoprogramma di servizio utile se si intende effettuare il calcolo delle tensioni normali delle combinazioni di esercizio con il metodo AAEM.

I risultati consistono nei valori del modulo elastico al tempo iniziale T_0 nonché nei valori dei coefficienti di viscosità, ritiro, di invecchiamento valutati dal tempo T_0 al generico tempo

3 Risultati

La Fig. mostra la visualizzazione dei risultati dopo l'esecuzione di un calcolo di esempio relativo ad una sezione generica verificata a pressoflessione deviata allo stato limite ultimo.



Nella scheda dei risultati (parte destra dello schermo) è possibile passare in rassegna (tramite pulsanti di selezione) i risultati numerici relativi a tutte le combinazioni di resistenza e di esercizio assegnate mentre, allo stesso tempo, nella finestra grafica vengono rappresentati il diagramma delle tensioni normali, l'asse neutro e la discretizzazione della zona compressa della sezione. Viene inoltre visualizzata (in grigio) la discretizzazione delle strisce resistenti a taglio cioè di quelle ortogonali all'asse neutro e che collegano senza interruzioni la zona compressa a quella tesa della sezione (si noti la loro assenza in corrispondenza del dominio circolare vuoto). Il passaggio del mouse su di una qualsiasi barra o vertice di sezione determina la stampa del relativo valore di tensione e di deformazione unitaria negli appositi campi posti nel pannello posto sotto la finestra grafica dell'applicazione (Fig.)

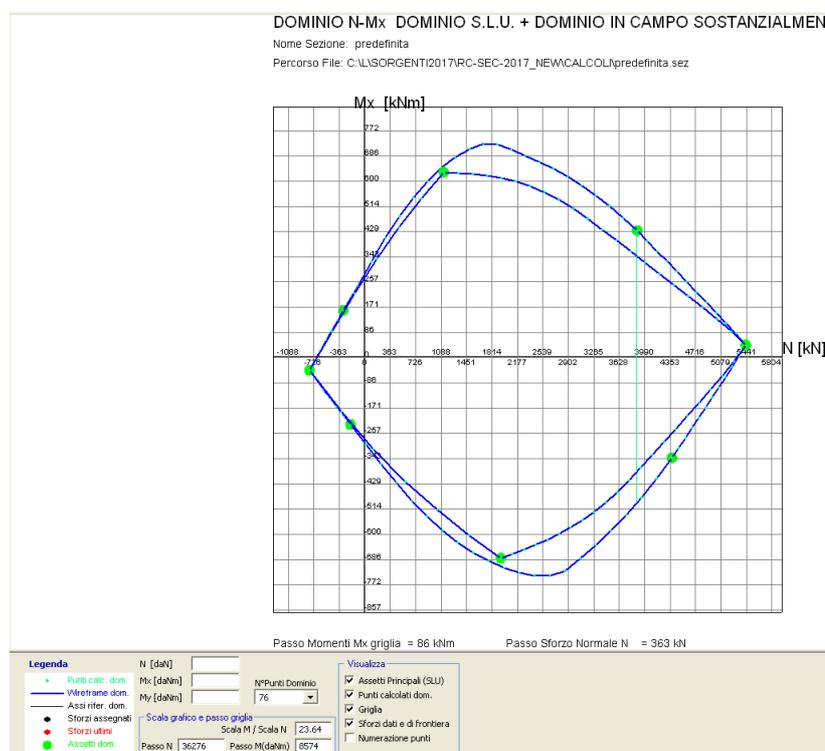
Tramite i pulsanti posti nella barra nella parte alta della scheda Risultati è possibile stampare i risultati, catturare in memoria qualunque disegno presente nella finestra grafica, salvare su file di tipo *.dxf il grafico della sezione o la rappresentazione di un suo dominio di interazione presente sullo schermo.

3.1 Domini di interazione

E' possibile ottenere domini di interazione M-M per tutte le sezioni predefinite e domini Mx-My-N per i pilastri e le sezioni generiche.

Domini M-N per sezioni predefinite

I domini di interazione rappresentati nella figura seguente sono relativi ad una sezione rettangolare con armatura dissimetrica. Il dominio esterno è quello relativo allo stato limite ultimo, mentre quello interno è relativo alle tensioni ammissibili (dominio di ammissibilità).



Domini Mx-My-N per sezioni generiche e pilastri rettangolari

Le opzioni presenti nella parte bassa della scheda Risultati consentono di visualizzare la frontiera del dominio di interazione Mx, My con $N = \text{costante}$ = sforzo normale corrispondente ad ognuna delle combinazioni assegnate. In Fig. è mostrato uno di tali domini tracciato per punti. E' anche possibile tracciare il diagramma di interazione sovrapposto relativo al calcolo con i materiali in fase sostanzialmente elastico prescritto dalle nuove NTC in caso di calcolo sismico non dissipativo.

I valori degli sforzi Mx, My corrispondenti ai singoli punti della frontiera vengono visualizzati nel pannello inferiore col semplice passaggio del mouse. Tutti i valori dei punti che definiscono il dominio vengono stampati a video o su stampante azionando il pulsante di stampa.

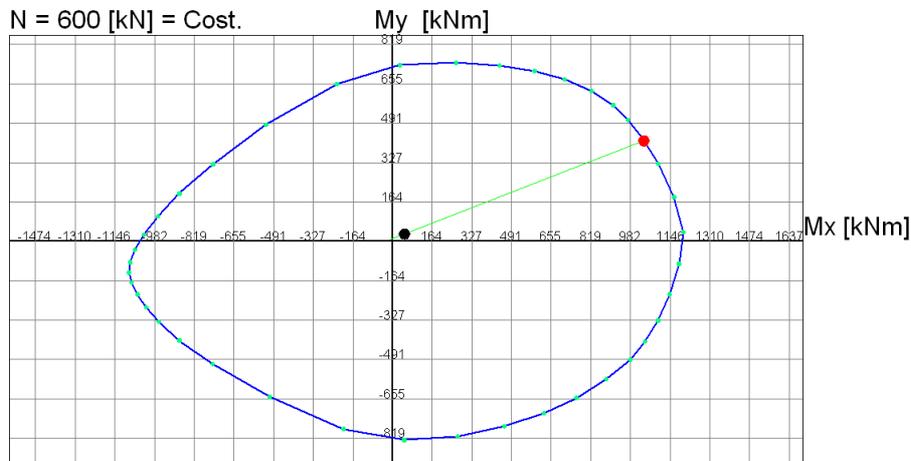
Nel grafico è pure visibile il punto rappresentativo della combinazione corrente, nonché quello della sollecitazione ultima ed il percorso di sollecitazione che collega tali punti.

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Trapezia

Percorso File: C:\LISORGENTI2017\RC-SEC-2017_NEW\Trapezia.sez

N = 600 [kN] = Cost.



Passo Momenti Mx, My griglia = 164 kNm

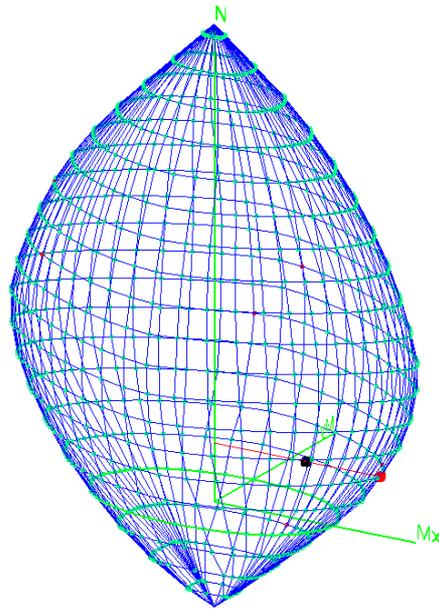
Legenda	<input type="checkbox"/> Punti calc. dom.	N [data]	<input type="text"/>	Visualizza	<input checked="" type="checkbox"/> Punti calcolati dom.
	<input checked="" type="checkbox"/> Wireframe dom.	Mx [data]	<input type="text"/>		<input checked="" type="checkbox"/> Griglia
<input type="checkbox"/> Assi rifer. dom.	Mx [data]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Sforzi dati e di frontiera	
<input type="checkbox"/> Sforzi assegnati	My [data]	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="checkbox"/> Numerazione punti	
<input checked="" type="checkbox"/> Sforzi ultimi	Scala grafico e passo griglia				
			Passo M (data)	16375	

Nella figura seguente è mostrata la visualizzazione assonometrica del dominio di interazione tridimensionale N, M_x, M_y sempre relativo alla stessa sezione.

Questo dominio viene ottenuto per punti calcolati per successive sezioni piane a sforzo normale $N = \text{cost.}$

Ogni parallelo corrisponde cioè al perimetro di un dominio M_x, M_y tracciato con un numero di punti selezionabile da 20 a 100. Anche per i domini tridimensionali è possibile visualizzare il valore degli sforzi relativi ai singoli punti mediante il passaggio del mouse.

E' inoltre disponibile la stampa degli sforzi relativi a tutti i punti e la generazione di un file *.dxf con il grafico del dominio.



Dati generali | Dati sezione | Sforza | **Risultati** | Staffe-Duttilità

sezione verificata

Combinazione N° 1 COMBINAZIONE VERIFICATA

Resistenza Fless.Composta: Misura sic.=1.8 [OK se > 1.0]

Sforzi assegnati	Sforzi resistenti (assi princ. inerzia)	Deform
N = 40000 daN	N Res = 40021 daN	Def.ma
Mx = 12000 daNm	Mx Res = 21663 daNm	Def.mi
My = 0 daNm	My Res = 0 daNm	Def.ma
	Curv.Max=0.000248789 1/cm	Def.mi
	As tot. = 18.5 cm²	Asse
	Conif.min. barra = 3.3 cm	coeff. coeff.

Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.536 [OK se <= 1.0]

Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Involuppo
TAGLIO:	Staffe: Af= 5.57	Staffe: As St =
Vy = 22000 daN	Diam.Staffe:Ø8 mm	Diam.Staffe:Ø8 mm
Vsdu = 22000 daN	Passo Staffe = 11.2	Passo Staffe = 10.0
VRcd = 41069 daN		N° bracci Staffe = 4
VRwd = 119113 daN		Legat. Ø8 efficace a
bw = 30.0 cm		As Leg = 10.05

Calcola e visualizza

Sezione con tensioni e deformazioni
 Dominio Mx-My S.L.U.
 Dominio N-Mx-My S.L.Ultimi

4 Stati limiti ultimi per tensioni normali

Le brevi note che seguono riguardano i principali elementi normativi relativi agli stati limite ultimi per tensioni normali ed hanno il solo scopo di illustrare sinteticamente il quadro di riferimento teorico nel cui ambito operano i metodi di calcolo esposti nel seguito ed i relativi programmi allegati.

Per un approfondimento degli argomenti trattati si consiglia di avvalersi di testi specifici, alcuni dei quali sono elencati in bibliografia.

Secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, la verifica di sicurezza di un elemento strutturale corrisponde al verificarsi, sezione per sezione, della seguente relazione simbolica:

$$E_d \leq R_d$$

in cui:

E_d rappresenta una sollecitazione di progetto (*ad esempio uno sforzo flettente, torcente, etc.*), prodotta dalle azioni agenti F_{dj} sulla struttura, valutate in base ai propri valori caratteristici e maggiorate in base a opportuni coefficienti di combinazione:

$$F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$$

R_d è il valore di calcolo della corrispondente sollecitazione resistente sviluppata dai materiali costituenti la sezione, le cui resistenze di calcolo sono ottenute a partire da quelle caratteristiche mediante l'applicazione di coefficienti riduttivi (detti parziali per le resistenze) allo scopo di assicurare il prefissato grado di sicurezza:

$$R_{di} = R_{ki} / \gamma_{Mi}$$

4.1 Azioni di calcolo

Nella verifica delle costruzioni correnti agli stati limite ultimi vanno assunti come carichi caratteristici (nominali) agenti sulle strutture quelli riportati nel capitolo 3 "AZIONI SULLE COSTRUZIONI" delle NTC.

Dette azioni (carichi o deformazioni impresse) dovranno essere cumulate tra loro, nel modo più gravoso, secondo combinazioni di carico che, nel caso degli stati limite ultimi, vengono simbolicamente sintetizzate nella seguente forma (tra le azioni non figura la

precompressione in quanto non trattata nelle presenti procedure di calcolo):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

essendo:

G_1 il valore caratteristico del peso proprio della struttura

G_2 il valore caratteristico dei pesi propri non strutturali

G_{ik} il valore caratteristico del generico carico variabile i

Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione

Q_{ik} il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti

$\gamma_{G1} = 1,3$ (= 1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_{G2} = 1,5$ (= 0,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_{G2} = 1,3$ se i carichi portati sono compiutamente definiti

$\gamma_{Qi} = 1,5$ (= 0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

Ψ_{0i} = coefficienti di combinazione di tipo statistico sia per i carichi variabili di esercizio nei fabbricati (per abitazioni, uffici, negozi, scuole, autorimesse, ecc.) che per le azioni da neve e vento. I valori da assumere sono quelli riportati nella Tabella 2.5.I delle NTC.

Se la struttura ricade in zona sismica l'azione sismica E per lo stato limite ultimo o per quello di danno (di esercizio connesso all'azione sismica) va combinata alle altre azioni mediante la seguente combinazione simbolica (3.2.16 NTC):

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

in cui:

G_1 valore caratteristico del peso proprio strutturale

G_2 valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali

Q_{kj} valore caratteristico delle azioni variabili j

Ψ_{2j} coeff. di combinazione quasi permanenti dei carichi variabili (Tab. 2.5.I NTC)

Per gli stati limite di esercizio non connessi alle azioni sismiche sono valide tre ulteriori combinazioni (rara, frequente, quasi permanente) riportate nel paragrafo 2.5.3 NTC.

Ulteriori indicazioni sulla determinazione dei valori dei G1 pesi propri strutturali, dei carichi permanenti G2 non strutturali e dei carichi variabili caratteristici Q_k sono presenti nel capitolo 3 'AZIONI SULLE COSTRUZIONI delle NTC.

4.2 Sollecitazioni di progetto E_d

Una volta stabilite le varie azioni e combinazioni di carico, va effettuato il calcolo della struttura (qui pensata costituita da membrature lineari in c.a. ordinario) onde pervenire alla determinazione delle corrispondenti sollecitazioni di calcolo E_d .

Le NTC consentono, per la valutazione delle sollecitazioni, differenti metodi di analisi:

- analisi elastica lineare;
- analisi plastica;
- analisi non lineare.

Qualunque sia il tipo di analisi effettuata vanno inseriti, se rilevanti, gli effetti del secondo ordine (trascurabili solo se inferiori al 10% dei corrispondenti effetti del primo ordine. Vedi § 4.1.1.4 NTC)

4.3 Resistenze di calcolo dei materiali

La resistenza di calcolo f_{cd} a compressione del calcestruzzo da considerare nel calcolo agli stati limite ultimi per il conglomerato è la seguente:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

- $\alpha_{cc} = 0,85$ = coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata;
- f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica del conglomerato (= 0,83 R_{ck});
- $\gamma_c = 1,5$ coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) con spessori del conglomerato minori di 5 cm. la resistenza di calcolo va ridotta a 0,80 fcd.

La resistenza di calcolo dell'acciaio a snervamento f_{yd} è la seguente:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

f_{yk} = resistenza caratteristica (o nominale) dell'acciaio allo snervamento;

$\gamma_s = 1,15$ coefficiente di sicurezza parziale dell'acciaio.

4.4 Sollecitazioni resistenti Rd

Le sollecitazioni resistenti vengono determinate a partire dalle resistenze di calcolo dei materiali e dalle leggi costitutive di comportamento dei materiali (diagrammi sforzi-deformazioni).

Per sollecitazioni semplici (sforzo normale, flessione, torsione) la verifica della sezione, a mezzo della relazione di sicurezza $E_d \leq R_d$, è immediata.

Per sollecitazioni composte (ad esempio presso-flessione) la verifica presuppone l'istituzione di un metodo di misura della sicurezza e la relazione precedente risulta essere, in questo caso, solo simbolica. Si supponga, ad esempio, che in una data sezione agiscano contemporaneamente le sollecitazioni di progetto N_{Ed} ed M_{Ed} (sforzo normale e momento flettente); ad esse corrispondono infinite coppie di valori resistenti N_R , M_R che nel loro insieme costituiscono la linea di frontiera di un dominio resistente. La misura della sicurezza, in questo caso, consiste nel controllare che il punto rappresentativo delle sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo ricada internamente o al più sulla linea di frontiera di tale dominio, detto di sicurezza.

La difficoltà del calcolo diretto delle sollecitazioni resistenti di frontiera, causato essenzialmente dalla non linearità del legame costitutivo dei materiali, ha indotto a proporre formulazioni semplificate come ad esempio quella relativa alla presso flessione deviata esposta nella formula (4.1.19) delle NTC. L'odierno generalizzato uso del personal computer nella pratica professionale consente l'uso di metodi iterativi (non lineari) diretti ed affidabili per la valutazione della sicurezza allo stato limite ultimo, come quelli utilizzati dal presente programma che rendono superfluo l'utilizzo di formule ed abachi semplificati.

L'esposizione di tali metodi costituisce il principale contenuto del presente capitolo in cui viene proposta una soluzione generale del problema della verifica a presso-tenso flessione deviata di una sezione di forma generica. La complessità connessa alla risoluzione di tale tipo di calcolo, non ha ancora consentito l'affermazione, in letteratura, di un algoritmo risolutivo univoco, specie in riferimento ai calcoli di progetto delle armature. Il programma di progetto e verifica agli stati limite ultimi cui si riferiscono le presenti note ed illustrato in alcuni esempi consente, inoltre, la massima generalità applicativa (per geometria, materiali e sollecitazioni).

4.5 SLU per sforzo normale e mom. flettente

La verifica delle sezioni di elementi monodimensionali allo stato limite ultimo in presenza delle sollecitazioni di sforzo normale N e momento flettente M , si basa sulle seguenti ipotesi:

- le sezioni si conservano piane fino a rottura;
- assenza di scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo;
- il conglomerato teso a rottura è supposto totalmente fessurato per cui non fornisce alcun contributo alla resistenza;
- per il conglomerato compresso viene assunta una determinata legge tensioni-deformazioni di calcolo con deformazione unitaria massima pari a e_{cu} nel caso in cui l'asse neutro (per flessione e sforzo normale) sia reale, e variabile da e_{cu} a e_{c0} mano a mano che l'asse neutro, esterno alla sezione, tenda all'infinito;
- per l'acciaio è ammessa nel calcolo una deformazione unitaria massima in trazione e compressione pari a $e_{ud} = 0,9 e_{uk}$ essendo e_{uk} la deformazione caratteristica ultima. Il diagramma di calcolo σ - ϵ si deduce dal diagramma caratteristico con un'affinità parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1/\gamma_s$.

4.6 Diagramma di calcolo del calcestruzzo

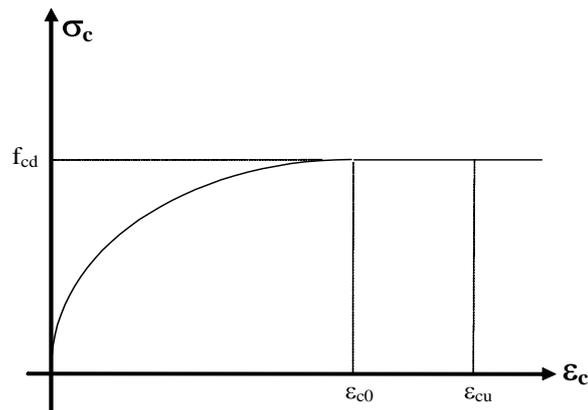
Dei vari diagrammi che le nuove norme propongono nel § 4.1.2.1.2.2 si è utilizzato quello a parabola-rettangolo di figura ad oggi ritenuto il più attendibile nel calcolo di resistenza (specie in presenza di sforzo normale).

L'arco di parabola presenta il suo asse parallelo all'asse delle tensioni e un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni e tangente alla

parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa ε_{c2} e la deformazione massima del segmento corrisponde a quella di ε_{cu} fissata dalle norme; l'ordinata massima del diagramma è pari a f_{cd} .

L'arco di parabola sopra definito è analiticamente rappresentato dalla seguente equazione:

$$s = f_{cd} [1 - (1 - \varepsilon_c / \varepsilon_{c0})^n]$$



Il valore di ε_{c0} è pari a 0,002 per classi di resistenza pari od inferiore a C50/60 con $\varepsilon_{cu} = 0,0035$. Per classi di resistenza superiori è (f_{ck} in Mpa):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c2} &= 0,002 + 0,000085 (f_{ck} - 50)^{0,53} \\ \varepsilon_{cu} &= 0,0026 + .0035 [(90 - f_{ck})/100]^4 \end{aligned} \quad (5.4)$$

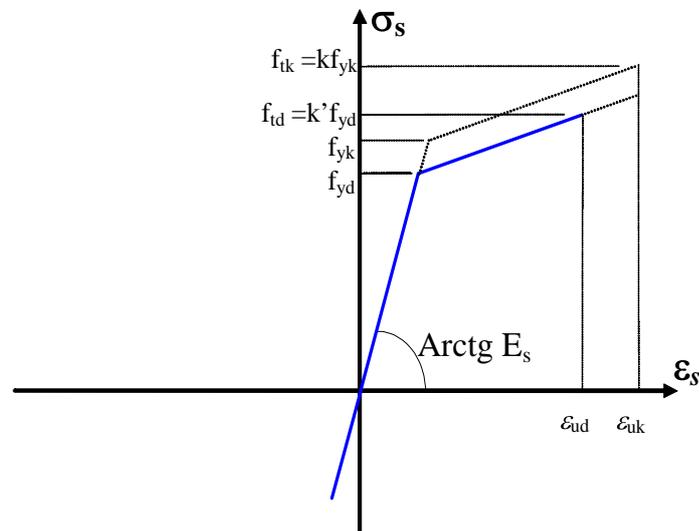
Il valore dell'esponente n è 2 per per classi di resistenza pari od inferiore a C50/60, per classi superiori vale (prospetto 3.1 EC2-1):

$$n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$$

4.7 Diagramma di calcolo dell'acciaio

Le NTC nel § 11.3.2 prescrivono in pratica un unico tipo di acciaio B450C in barre con tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$ ed una tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ con $k = f_{tk}/f_{yk}$ (rapporto di sovraresistenza) compreso tra 1,15 e 1,35 e $f_{yk}/450 \leq 1,25$. Per tale acciaio può assumersi il diagramma bilineare di figura avente il primo tratto a pendenza corrispondente al modulo di elasticità E_s (valore consigliato in EC2 pari a 200000 Mpa) ed il secondo tratto

inclinato con pendenza $k = (f_t/f_y)_k$ pari cioè al rapporto di sovrarresistenza.



Come deformazione ultima di progetto va assunto il valore di $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{ud}$ essendo ϵ_{ud} la deformazione uniforme ultima che deve essere $\geq 0,075$ per l'acciaio B450C.

Volendo fissare, in assenza di specifici dati sperimentali, un diagramma di progetto che tenga conto del valore minimo di incrudimento $k=1,15$ si può porre:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4500 / 1,15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\epsilon_{ud} = 0,9 \times 0,075 = 0,0675$$

$$f_{td} = k' \times f_{yd} \approx k \times f_{yd} = 1,15 \times 3913 = 4500$$

dove k' è in realtà leggermente superiore a k (a favore di sicurezza).

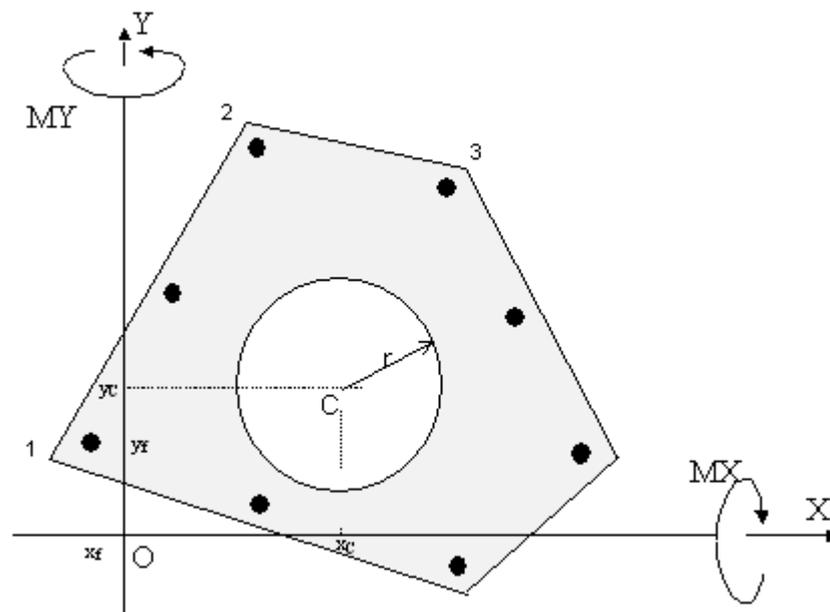
Nell'archivio materiali del programma è prevista un'apposita colonna per il valore di f_{td} necessario a definire il diagramma resistente del singolo acciaio onde poter valutare successivamente le sollecitazioni resistenti in presenza di incrudimento.

Le NTC consentono, in alternativa, l'utilizzo anche del tradizionale diagramma elastico perfettamente plastico ($k'=k=1$) ma con deformazione ultima indefinita. Nel programma è comunque necessario fornire una deformazione ultima finita; fornendo ad esempio gli stessi valori di deformazione ultima prima indicati e $f_{td}=f_{yd}$ si può constatare come la rottura della sezione avvenga con deformazione ultima dell'acciaio quasi sempre inferiore a ϵ_{ud} (la rottura del calcestruzzo precede quella dell'acciaio).

4.8 Campo di applicazione e convenzioni

I procedimenti di calcolo che verranno illustrati nei successivi paragrafi consentono, sulla base di un'unica formulazione generale del problema, di verificare allo stato limite ultimo, per sollecitazioni che provocano tensioni normali (presso o tenso-flessione retta o deviata), una sezione in c.a. normale di forma generica.

La generica sezione è rappresentata geometricamente a mezzo di uno o più domini (fino a 10) di tipo poligonale chiuso o circolare posti tutti sul medesimo quanto arbitrario piano cartesiano O,x,y , individuati rispettivamente dalle coordinate dei vertici o dal raggio e dalle coordinate del centro del cerchio. Le armature, costituite da tondini in acciaio, sono schematizzate come puntiformi ed individuate dalle coordinate e dall'area dei singoli tondini.



In figura è rappresentata, come esempio di tale generalità, una sezione cava costituita dall'insieme di un dominio poligonale pentagonale (dominio pieno) e da un dominio circolare (dominio vuoto) riferiti al sistema cartesiano O, X, Y , cui si riferiscono anche le convenzioni relative alle caratteristiche di sollecitazione N, M_X, M_Y .

Lo sforzo normale N è applicato, in corrispondenza dell'origine O del riferimento.

Lo sforzo normale N e le tensioni normali s sono considerate positive se di compressione. Le deformazioni unitarie ϵ sono positive se corrispondono ad accorciamento.

Poiché quasi sempre le sollecitazioni sono riferite agli assi principali d'inerzia della sezione di solo conglomerato (con N applicato di conseguenza nel baricentro), il programma prevede l'input delle sollecitazioni rispetto ad entrambi i sistemi di riferimento. Il calcolo viene, però, svolto sempre nel riferimento generale O, X, Y .

4.9 Calcolo per sollecitazione retta

In riferimento alle due leggi costitutive del conglomerato, prima illustrate, nei seguenti due successivi paragrafi vengono sviluppati i corrispondenti tipi di integrazione delle tensioni operate lungo l'altezza della generica sezione.

Tali integrazioni sono riferite a due generici assi cartesiani $x-y$ di riferimento della sezione e, pertanto, lo sforzo normale N risultante sarà applicato nell'origine O di tali assi, mentre, il momento flettente M_x (considerando per ora solo sollecitazioni rette) sarà riferito all'asse x .

Poiché, in genere, le sollecitazioni resistenti sono riferite agli assi baricentrici della sezione di solo conglomerato, a valle delle suddette integrazioni verrà sempre valutato il momento flettente baricentrico:

$$M_{x_B} = M_x - N \cdot y_B$$

in cui y_B è l'ordinata del baricentro della sezione di solo conglomerato e lo sforzo normale N è ora pensato applicato in tale baricentro.

In presenza anche di M_y (sollecitazione deviata) il confronto tra le sollecitazioni agenti e resistenti verrà sempre riferito agli assi principali d'inerzia della sezione di solo conglomerato.

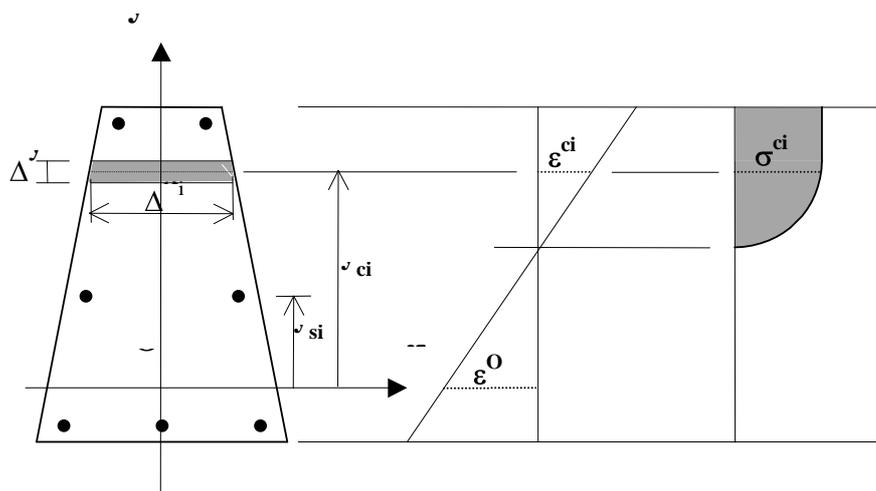
Nel caso, qui esaminato, di sollecitazione retta si fa l'ulteriore ipotesi che un asse principale d'inerzia risulti parallelo sia all'asse X del riferimento assunto, sia all'asse neutro. Ipotesi a rigore valida solo per sezioni simmetriche rispetto all'asse y baricentrico, ma che può estendersi con buona approssimazione anche a travi con vincoli strutturali in direzione dell'asse x quali sono ad esempio le travi di impalcato vincolate da solai e le travi di fondazione vincolate quanto meno dal terreno di appoggio.

4.10 Integrazione delle tensioni

Prima di operare l'integrazione viene effettuata una preventiva discretizzazione della sezione in n strisce parallele all'asse neutro aventi tutte il medesimo spessore Δy denominato in programma passo di discretizzazione. Detto passo (impostato inizialmente a 0,5 cm) può essere variato nelle opzioni di calcolo del programma in funzione delle dimensioni della sezione in esame (per sezioni di pile da ponte ad esempio si consiglia un passo da 1 a 2 cm).

La larghezza della singola striscia viene assunta pari a quella Δx_i del segmento ottenuto dall'intersezione della linea media passante per il punto di mezzo dello spessore Δy . L'area della generica striscia i sarà, quindi, fornita da:

$$A_{ci} \approx \Delta x_i \cdot \Delta y$$



Con le notazioni di figura gli sforzi N , M_x , riferiti agli assi generici x - y e per una qualunque posizione della retta di deformazione della sezione, sono dati dalle seguenti equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione:

$$N = \int_{A_c} \sigma_c \cdot dA_c + \sum A_{si} \sigma_{si} \cong \sum_n A_{ci} \sigma_{ci} + \sum A_{si} \sigma_{si}$$

$$M_x = \int_{A_c} \sigma_c \cdot y_c \cdot dA_c + \sum A_{si} \sigma_{si} y_{si} \cong \sum_n A_{ci} \sigma_{ci} y_{ci} + \sum A_{si} \sigma_{si} y_{si}$$

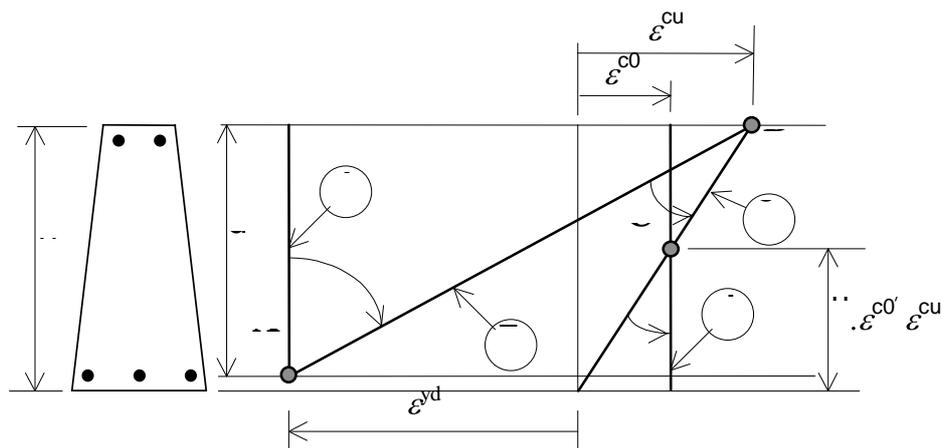
Nelle sommatorie si è assunta la tensione σ_{ci} del conglomerato costante su tutta l'area A_{ci} della generica striscia i , ed il suo valore computato (sul diagramma di calcolo σ - ϵ) in corrispondenza della deformazione unitaria letta all'altezza della fibra media della striscia medesima.

Il momento resistente ultimo baricentrico viene, infine, ottenuto mediante l'applicazione della: $M_{x_B} = Mx - N y_B$

Le semplici integrazioni numeriche sopra descritte conducono a risultati tanto più vicini a quelli esatti quanto più piccolo è il passo di discretizzazione Δy assunto preventivamente nei calcoli. Nelle numerose prove di calcolo eseguite per sezioni di svariata forma e grandezza, eccellenti approssimazioni nei risultati sono state ottenute assumendo $\Delta y = 0,5$ cm.

Riducendo infatti ulteriormente tale passo i risultati in termini di sforzi resistenti variano di quantità sempre trascurabili.

4.11 Campi di rottura



Si consideri la generica sezione soggetta, per semplicità di esposizione, ad una sollecitazione retta. Per l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane assunta e per le già descritte limitazioni imposte alle deformazioni unitarie di conglomerato ed acciaio, le configurazioni deformate della sezione corrispondenti alle varie possibilità di rottura, passano tutte almeno per uno dei punti denominati A,B,C di figura. Nella medesima figura sono pure rappresentate le posizioni 1-2-3-4 (denominate assetti principali per curvature positive) della deformata unitaria corrispondenti a configurazioni di passaggio da un tipo di rottura (campo di rottura) all'altro.

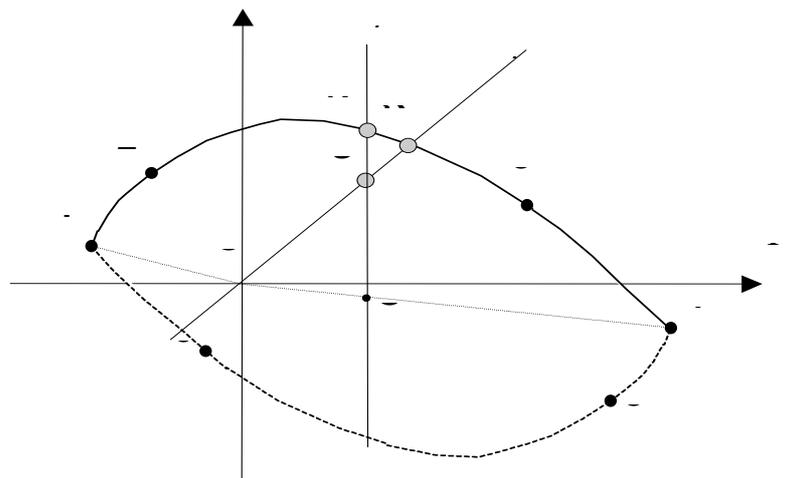
Il primo campo di rottura si ottiene, infatti, ruotando la deformata intorno al punto A (pivot A), a partire dall'assetto 1 verso l'assetto 2. Il secondo campo si ottiene a partire dall'assetto 2, ruotando la deformata intorno a B fino a portarsi sull'assetto 3.

Il terzo campo , infine, parte dall'assetto 3 e va fino al 4, con una rotazione intorno al pivot C.

La definizione di tali ulteriori campi, delimitati da altrettanti assetti limite, risulta superflua nel procedimento numerico diretto impiegato per la misura della sicurezza, oggetto del paragrafo seguente.

Nel caso di calcolo del momento di prima plasticizzazione (caso delle combinazioni simiche nelle strutture non dissipative) i campi (ed anche gli assetti) si riducono a 3 (manca l'assetto 3) e la deformazione ε_{cu} viene sostituita da ε_{c0} .

4.12 Calcolo presso-tenso flessione retta



In figura è rappresentata una generica curva di interazione delle sollecitazioni resistenti ultime N, M_x riferite al baricentro della sezione di solo conglomerato.

Detta curva, che rappresenta la frontiera del dominio di sicurezza, potrebbe essere facilmente costruita per punti facendo assumere alla retta di deformazione unitaria, mostrata nel paragrafo relativo ai campi di rottura, una successione di posizioni caratterizzate tutte dal raggiungimento della deformazione ultima di almeno uno dei due materiali. In particolare i punti 1-2-3-4 di frontiera in figura corrispondono agli stessi assetti precedentemente descritti e riferiti a curvature ≥ 0 ; i punti 5-6 si riferiscono ai punti corrispondenti a 2-3 ma caratterizzati da curvature negative.

Per ottenere tali punti caratteristici della frontiera (assetti principali) basta eseguire le integrazioni prima definite assumendo una espressione analitica della deformazione rettilinea del tipo:

$$\varepsilon(y) = b y + c \quad (1)$$

in cui :

$$b = c_x = \text{curvatura intorno all'asse } x$$

$$c = \varepsilon_0 = \text{deformazione in corrispondenza dell'origine } O \text{ degli}$$

assi di riferimento

I coefficienti b, c della retta (1), vengono determinati a partire dalle deformazioni $\varepsilon_P, \varepsilon_Q$ di due punti P, Q qualsiasi della sezione aventi ordinate corrispondenti y_P, y_Q :

$$b = (\varepsilon_P - \varepsilon_Q) / (y_P - y_Q)$$

$$c = \varepsilon_Q - b y_Q$$

Una volta definita, a mezzo della (1), la deformazione unitaria della sezione in corrispondenza dei 6 assetti principali prima indicati, è facile calcolare un qualunque punto $\{N, M_x\}$ di frontiera intermedio tra due generici assetti principali consecutivi i, j .

Con riferimento alla figura si supponga di voler calcolare un punto della frontiera ricadente tra gli assetti principali 2 e 3, cui corrispondono le già note curvature b_2 e b_3 riferite al pivot B definito nel precedente paragrafo. Assegnata, pertanto, una qualsiasi curvatura b intermedia compresa tra b_2 e b_3 , ed indicata con y_B, ε_B rispettivamente l'ordinata e la corrispondente deformazione unitaria del pivot B , si ottiene subito il coefficiente c della (1):

$$c = \varepsilon_B - b y_B \quad [b_2 < b < b_3]$$

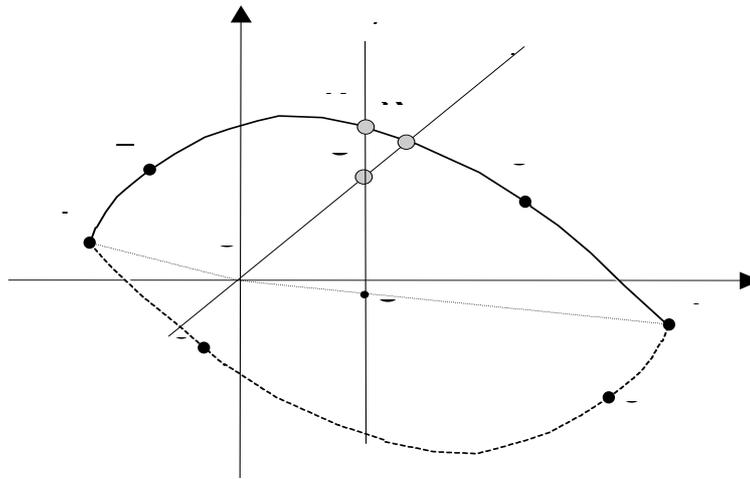
L'integrazione delle tensioni fornisce, infine, la coppia dei valori di frontiera N, M_x cercati.

Suddiviso l'intervallo $b_2 - b_3$ in un numero qualsiasi n di curvature, si ottengono in corrispondenza n punti rappresentativi di altrettante coppie di sforzi $\{N, M_x\}$ che infittiscono il campo di rottura in studio. Estendendo tale procedimento ai 6 campi di rottura complessivamente individuati in figura, si può ottenere facilmente per punti l'intero dominio resistente di progetto.

Il programma per ogni sezione predefinita calcolata è in grado di rappresentarne graficamente il relativo dominio di rottura $N-M_x$ mediante

una spezzata congiungente una serie di almeno 60 punti calcolati analiticamente.

4.13 Misura della sicurezza



Assegnata una generica coppia di sollecitazioni di progetto $\{N_S - M_{xS}\}$ rappresentata in figura dal punto S, la sezione si considera verificata se S risulta interno al dominio di resistenza o al più appartenente alla curva di frontiera del dominio medesimo. Il problema sarebbe esaurito se si volesse operare tale controllo per via grafica sulla scorta di un abaco di calcolo adimensionalizzato. Volendo, invece, esprimere il controllo per via numerica (come appare più naturale utilizzando l'elaboratore) occorre scegliere una retta passante per il punto S, determinarne l'intersezione R con la frontiera del dominio e considerare verificata la sezione se il rapporto tra le lunghezze dei segmenti \overline{OR} ed \overline{OS} risulti ≥ 1 , essendo O un punto qualsiasi della retta purché interno al dominio.

Una delle rette più spesso utilizzata per il confronto è quella passante per l'origine O degli assi N-Mx denominata r in figura. È importante, per poter effettuare tale confronto, essere preventivamente sicuri che l'origine O sia interna al dominio. Per sollecitazioni rette ciò in generale è vero, a condizione di riferire i momenti Mx (e quindi il dominio di resistenza) al baricentro della sezione di conglomerato. Per il medesimo motivo, nel caso generiche sollecitazioni deviate, il dominio verrà sempre riferito ai momenti valutati rispetto agli assi principali d'inerzia.

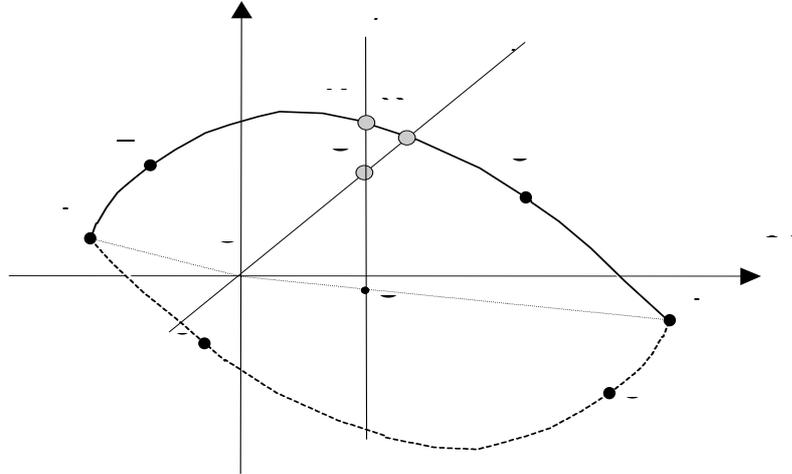
Sempre in figura è illustrata un'altra frequente modalità di misura della resistenza che utilizza, questa volta, la retta r' parallela all'asse M_x . Si osservi che il punto O' , assunto come origine dei segmenti di questa misura, è stato scelto in corrispondenza dei due segmenti congiungenti (tratteggiati in figura) l'origine O con gli assetti 1 e 4; ciò sempre allo scopo di assicurare la condizione di appartenenza al dominio del punto O' stesso, in quanto necessaria per poter operare il controllo numerico (la misura della sicurezza è data, in questo caso, dal rapporto $\overline{O'R} / \overline{O'S}$). La retta r corrisponde alla misura cosiddetta ad eccentricità costante ($e = M_x/N = \text{cost.}$). La retta r' corrisponde invece alla misura a sforzo normale costante.

Il programma consente, nella scheda dei dati generali, la possibilità di operare preventivamente la scelta opzionale tra le due descritte misure della sicurezza.

Le due denominazioni attribuite alla misura non vanno intese come una corrispondente modalità di accrescimento delle sollecitazioni esterne all'evolversi della storia dei carichi, in quanto il punto S esprime il valore finale della combinazione dei carichi in esame e non un valore di passaggio. La circostanza per cui gli sforzi S possano ricadere esternamente al dominio in una fase intermedia di accrescimento dei carichi per poi rientrarvi nell'assumere i valori finali, viene esclusa dall'obbligo previsto dalle norme, di dover considerare, nella verifica semiprobabilistica, tutte le combinazioni di carico (anche quelle intermedie).

La verifica della sezione sarà, in definitiva, ugualmente soddisfatta scegliendo, per la misura, sia la retta r che la r' . Il rapporto tra segmenti $\overline{OR} / \overline{OS}$ (misura della sicurezza) non è quindi univoco e non esprime un vero coefficiente di sicurezza, fornendo solo un'indicazione sulle ulteriori eventuali risorse di resistenza (nel caso, ad esempio, risultati molto maggiore di 1 va considerata l'ipotesi di ridimensionare la sezione o le armature in eccesso).

4.14 Calcolo diretto della resistenza



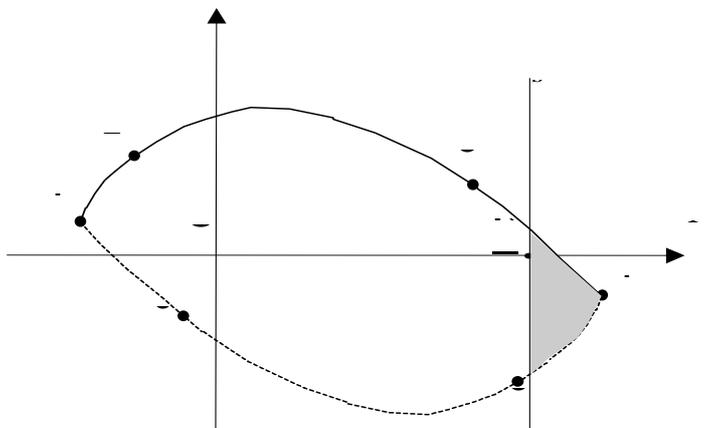
Per evitare la più lunga elaborazione necessaria all'individuazione per punti dell'intero dominio resistente, si calcolano inizialmente solo gli sforzi resistenti corrispondenti agli assetti principali 1-2-3-4 (per semplicità di esposizione si considerano solo i campi di rottura a curvatura positiva). L'espressione analitica della retta generica r (o r') di figura, è del tipo:

$$l \cdot N + m \cdot Mx + p = 0 \quad (1)$$

in cui i coefficienti l , m , p sono immediatamente deducibili imponendo la condizione di passaggio della retta r per il punto $S \{N_s, M_s\}$ assegnato e per l'origine O (oppure O') della misura.

L'intersezione $R \{N_R, M_R\}$ ricercata appartiene al campo di rottura (tra i 3 individuati rispettivamente dagli archi di frontiera 1-2, 2-3, 3-4) nel quale le coordinate dei suoi estremi facciano assumere valori di segno opposto al primo membro della $M_{x_B} = Mx - N \cdot y_B$. Individuato così il campo di rottura entro cui cade l'intersezione R , è automaticamente individuato il pivot (punto A per l'arco 1-2, B per 2-3, C per 3-4) per cui passa la retta di deformazione unitaria corrispondente al punto di rottura R. Noto il pivot, l'unico parametro incognito resta, a questo punto, solo il valore della curvatura, compreso tra le curvature limiti corrispondenti ai due assetti principali che delimitano l'individuato campo di rottura. Con il procedimento della bisezione si determina (ad ogni valore di curvatura di tentativo corrisponde una integrazione numerica sull'intera sezione), il valore intermedio della curvatura cui corrisponde il soddisfacimento della (1) entro una prefissata tolleranza.

4.15 Ulteriori verifiche previste dalle NTC



Anche in caso di verifica positiva conseguita sulla base dei procedimenti basati sui domini di resistenza esposti nei precedenti paragrafi, le NTC prescrivono vari controlli aggiuntivi. Nel caso di pilastri soggetti a sforzo normale semplice, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e e almeno pari a $0,05h \geq 20$ mm dove h è la dimensione della sezione nella direzione dell'eccentricità (punto 4.1.2.1.2.4 NTC). Questo tipo di controllo non viene effettuato dal programma, restando al progettista la valutazione della minima eccentricità da assumere, anche perché questa norma è di dubbia interpretazione nel caso di sezioni con forma generica.

In zona sismica, allo scopo di incrementare la duttilità dei pilastri, viene posto un limite allo sforzo normale rispetto a quello massimo del dominio corrispondente all'assetto 4 definito nel paragrafo relativo ai campi di rottura. Per le strutture in classe di duttilità CD"B" ed in CD"A" tale valore limite N corrisponde rispettivamente al 65% e al 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo ($0,65 \div 0,55 A_c \cdot f_{cd}$ dove A_c è l'area della sezione di calcestruzzo) (§ 7.4.4.2.2.1 NTC). Per le pareti tali percentuali scendono rispettivamente al 40% e 35%.

Ciò comporta una riduzione del dominio resistente del tipo di quella rappresentata in figura, in cui viene esclusa dal dominio resistente la parte retinata a destra di N . Tale controllo viene effettuato dal programma in automatico.

Nelle sezioni appartenenti a travi inflesse (caratterizzate da $N=0$) va verificato che le armature longitudinali ricadenti in zona tesa misurino un'area $A_{s,min}$ non inferiore a (§ 4.1.6.1.1 NTC):

$$A_{s,min} = 0,26 f_{ctm} / f_{yk} b_t d \quad \text{e comunque non minore di } 0,0013 b_t d$$

dove b_t è la larghezza media della zona tesa; d è l'altezza utile della sezione; f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale (§ 11.2.10.2 NTC); f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Il programma valuta $A_{s,min}$ assumendo al posto di $b_t d$ l'Area A_c della sezione di calcestruzzo (in genere a favore di sicurezza).

In zona non sismica (o per elementi sismicamente secondari) l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente il 4% dell'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Nelle travi continue (sempre in zona non sismica) in cui il rapporto tra due luci adiacenti è inferiore a due, nelle travi appartenenti a telai a nodi fissi e negli elementi soggetti prevalentemente a flessione, le NTC consentono di operare una riduzione dei momenti $\delta \times M_e$ elastici (in genere quelli di continuità sugli appoggi) con conseguente redistribuzione equilibrata dei momenti (di solito in campata).

Con riferimento all'acciaio B450C il coefficiente δ di riduzione dei momenti elastici deve rispettare le seguenti condizioni (4.1.1.1 NTC):

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \times (0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu}) \quad x/d \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa}$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \times (0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu}) \quad x/d \quad \text{per } f_{ck} > 50 \text{ Mpa}$$

$$0,70 \leq \delta \leq 1$$

dove x è l'altezza della zona compressa e d è l'altezza utile della sezione.

Le limitazioni imposte alle tensioni di esercizio riducono sensibilmente la possibilità di operare la redistribuzione dei momenti mediante il coefficiente δ , specie per percentuali di armatura medio-alte che comportano valori di x/d non contenuti. E' questo il caso ad esempio delle travi in spessore di solaio, il cui dimensionamento è fortemente condizionato dagli stati limite di esercizio.

Sempre con riferimento alle zone non dichiarate sismiche nelle sezioni appartenenti a pilastri (caratterizzate da $N > 0$) vanno rispettate armature minime longitudinali tali da non risultare inferiori a $0,10 N_{Ed} / f_{yd}$, dove N_{Ed} è la forza assiale di compressione di calcolo e f_{yd} è la resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio. Le armature longitudinali compressive dovranno, inoltre, essere comprese fra lo 0,3 % e il 4% dell'area effettiva della sezione.

Nelle zone di tipo sismico le NTC prescrivono (per assicurare una buona duttilità a tutte le sezioni) un limite minimo ed uno massimo per la percentuale geometrica ρ di armature tese (sia inferiori che superiori delle travi):

$$1,4/f_{yk} < \rho < \rho_{comp} + 3,5/f_{yk}$$

Dove ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa. Nelle zone critiche deve inoltre essere $\rho_{comp} \geq 0,5 \rho$ e nelle altre zone comunque $\rho_{comp} \geq 0,25 \rho$.

Per i pilastri, sempre in zona sismica, la percentuale complessiva delle armature longitudinali deve essere compresa tra l'1% ed il 4%.

Tutte le precedenti prescrizioni riguardanti le armature longitudinali vengono controllate automaticamente dal Programma sulla base della indicazione della sismicità e della posizione della sezione rispetto ai nodi di estremità dell'asta (cioè a secondo se la sezione ricade in zona critica o meno).

4.16 Progetto condizionato delle armature

Le precedenti considerazioni erano tutte rivolte alla verifica allo stato limite ultimo per sezioni completamente definite sia nelle dimensioni dell'area del conglomerato che, per posizione e area, di tutte le barre di armatura.

Se, come correntemente avviene, le sollecitazioni di progetto derivano da un calcolo lineare elastico della struttura, risultano attribuite le sole dimensioni del conglomerato (carpenteria prefissata), restando indeterminate le armature, per ubicazione ed area. Una delle procedure più utilizzata dai progettisti in questi casi consiste nel fissare, per ogni sezione predimensionata di calcolo, la posizione delle barre d'armatura ed i rapporti tra le aree d'acciaio compressa e tesa, e nel determinare l'area totale minima d'acciaio cui corrisponda un dominio resistente che verifichi le sollecitazioni di progetto. Questo modo di procedere viene definito da vari autori come semiprogetto o progetto condizionato delle armature.

In altre parole, tenendo fissa la geometria del conglomerato e la posizione delle barre, si cerca la minima quantità di armatura a cui corrisponda un dominio di resistenza della sezione la cui frontiera passi per il punto S rappresentativo delle sollecitazioni.

Le aree delle progettate armature dovranno, nel contempo, rispettare anche le quantità minime e massime di armatura e le altre prescrizioni previste dalla normativa di cui si è trattato nel precedente paragrafo.

Nel caso in cui l'area delle armature necessaria a fronteggiare le sollecitazioni di progetto superi quella massima ammessa dalla normativa, vanno attribuite maggiori dimensioni (o una diversa forma o migliori proprietà meccaniche dei materiali) alla sezione di conglomerato, vanno ricalcolate le sollecitazioni di progetto e riavviata la procedura di semiprogetto delle armature.

Il semiprogetto in flessione semplice retta con due strati di armatura (rispettivamente in zona tesa ed in zona compressa) ricorre spesso nella progettazione delle travi appartenenti agli impalcati orizzontali degli edifici. Le NTC prevedono nelle zone di attacco ai pilastri che il rapporto tra l'area dell'armatura compressa e quella tesa sia $\geq 0,5$ in modo da ottenere una buona duttilità.

Allo scopo di progettare l'armatura in modo da conseguire una soddisfacente duttilità della sezione si assume (anche se non più prescritto dalla normativa) un valore limite di riferimento del rapporto x/d di cui si è discusso nel precedente paragrafo. Il programma adotta cioè, per tutte le sezioni predefinite, la seguente strategia di calcolo:

- Calcolo del momento limite M_{lim} oltre il quale nel progetto in semplice armatura il rapporto x/d supera il valore massimo di 0,45 (0,35 per $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$).
- Se il momento M di progetto è inferiore a M_{lim} il semiprogetto è svolto prevedendo il semplice strato di armatura tesa (armatura compressa nulla); in questo caso risulterà sempre $x/d < 0,45$.
- Nel caso in cui $M > M_{lim}$ verrà garantito il rapporto $x/d \leq 0,45$ ($\leq 0,35$ per $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$) introducendo uno strato di armatura compressa ed un uguale incremento allo strato teso, tali da assorbire il momento: $\Delta M = M_{sd} - M_{lim}$.

4.17 Calcolo per presso-tenso flessione deviata

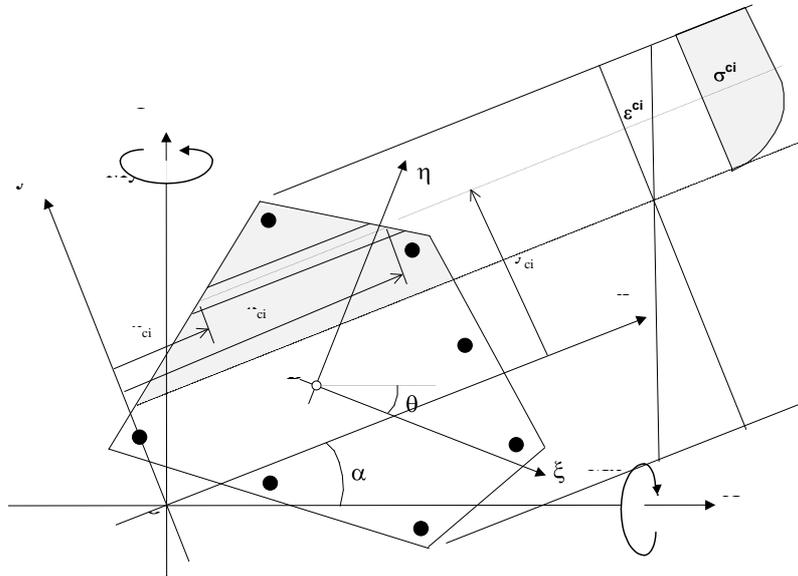


Fig.1

Si consideri la generica sezione di figura avente geometria e sforzi esterni riferiti al sistema X, Y generale di assi. Siano, inoltre ξ, η gli assi principali d'inerzia della sezione di solo conglomerato definiti dalle coordinate del baricentro B e dall'angolo q formato dall'asse ξ con l'asse X .

A differenza del caso trattato nei precedenti paragrafi e relativo alle sole sollecitazioni rette, l'asse neutro di una qualsiasi deformazione ultima non è, in generale, parallelo all'asse X , formando con questo un angolo α . Al fine di utilizzare lo stesso tipo di integrazione numerica effettuata tramite la precedente espressione (5.5), si riferisce la sezione agli assi x^*, y^* ruotati di α ed aventi la stessa origine O . In questo sistema di riferimento l'asse neutro è sempre parallelo all'asse x^* e ad esso sono ancora riferibili le sollecitazioni resistenti di cui alle (5.5), completate, in questo caso, dalla componente M_{y^*} .

L'integrazione numerica può eseguirsi con le seguenti sommatorie:

$$\begin{aligned}
 N &= \int_{A_c} \sigma_c \cdot dA_c + \sum A_{ci} \cdot \sigma_{si} && \cong \sum_n A_{ci} \sigma_{ci} + \sum A_{si} \sigma_{si} \\
 \underline{M_{x^*}} &= \int_{A_c} \sigma_c \cdot y_c \cdot dA_c + \sum A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot y_{fi} && \cong \sum_n A_{ci} \sigma_{ci} y_{ci} + \sum A_{si} \sigma_{si} y_{fi} \\
 \underline{M_{y^*}} &= \int_{A_c} \sigma_c \cdot (-x_c) \cdot dA_c - \sum A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot x_{fi} && \cong -\sum_n A_{ci} \sigma_{ci} x_{ci} - \sum A_{si} \sigma_{si} x_{fi}
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

in cui, con riferimento alla generica striscia discreta i di figura si è posto:

$$A_{ci} = (x_{ci}^2 - x_{ci}^1) \times \Delta y$$

(2)

$$x_{ci} = (x_{ci}^2 + x_{ci}^1) / 2$$

Le sollecitazioni flettenti resistenti vanno comunque riferite agli assi principali d'inerzia ξ, μ della sezione di solo conglomerato:

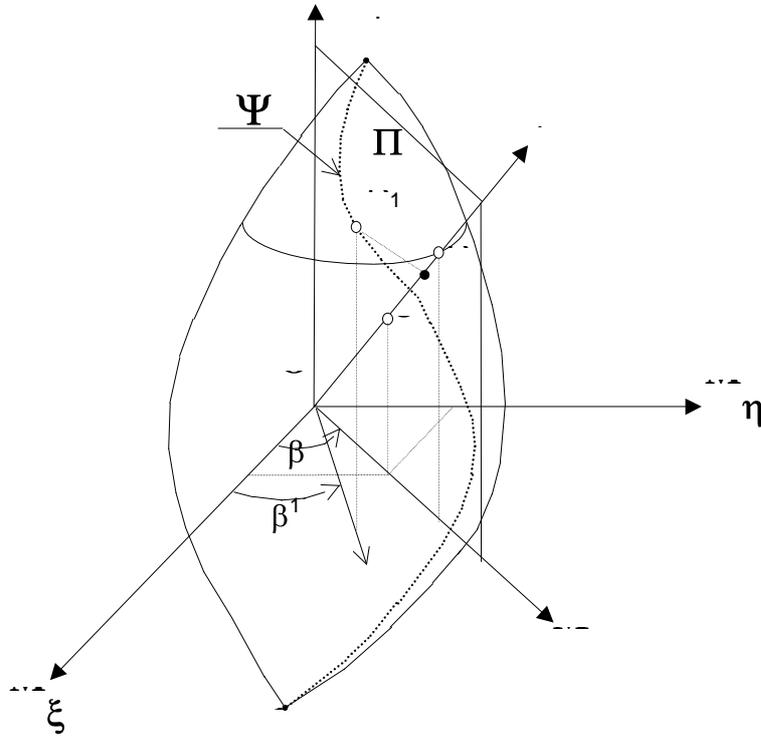


Fig.2

$$M\xi = Mx^* \cos \theta + My^* \sin \theta + N y_R$$

$$M\eta = -Mx^* \sin \theta + My^* \cos \theta - N x_R$$

in cui con x_R, y_R sono indicate le coordinate dell'origine O riferite agli assi principali d'inerzia.

La generica sollecitazione esterna S , in definitiva, è caratterizzata in generale dalle tre componenti $\{N_{Sd}, M\eta_{Sd}, M\xi_{Sd}\}$, che vanno confrontate, secondo una prefissata direzione r di misura, con le corrispondenti sollecitazioni resistenti $\mathbf{R}\{N_{Rd}, M\eta_{Rd}, M\xi_{Rd}\}$ ottenute dall'intersezione della retta r con il dominio resistente, che in questo caso è racchiuso da una superficie di frontiera nelle tre dimensioni come indicato in Figura.

Ad ogni punto di questa superficie corrisponde una configurazione limite della sezione caratterizzata, cioè, dal raggiungimento della deformazione unitaria ultima da parte del conglomerato o dell'acciaio. In particolare i punti di cuspid 1 e 4, corrispondono alla massima deformazione della

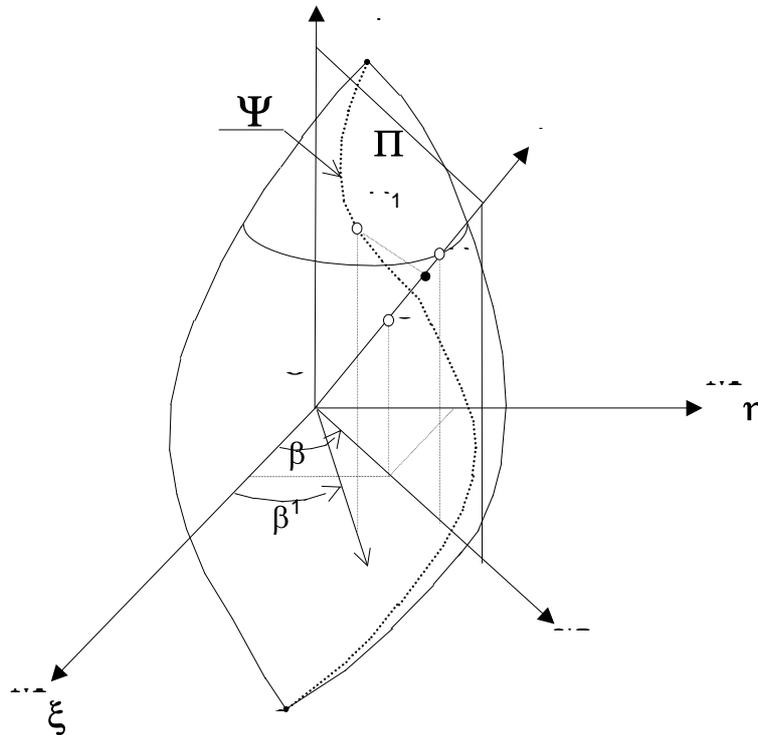
sezione a curvatura nulla rispettivamente per dilatazione e per accorciamento.

Si supponga adesso di bloccare la direzione dell'asse neutro (angolo α di fig. 1) facendo assumere alla deformata della sezione ($\varepsilon(y^*) = b y^* + c$) gli stessi assetti limite descritti nel paragrafo relativo ai campi di rottura. L'applicazione delle (1) e poi delle (2) conduce alla determinazione di un insieme di punti $\{N, M\xi, M\eta\}$, che costituiscono una determinata curva spaziale di interazione ψ , appartenente alla superficie di frontiera del generico dominio di resistenza, del tipo di quella rappresentata in figura. Tale curva di interazione spaziale è l'equivalente della curva piana tracciata per sollecitazioni rette.

Facendo variare l'angolo α (cioè la direzione dell'asse neutro) da 0 a 2π e ripetendo le integrazioni si otterrebbe un fascio di curve di interazione ψ che nel loro insieme verrebbero a costituire l'intera superficie tridimensionale di interazione. Poiché tutte le curve ψ ammettono gli stessi assetti principali 1 e 4, esse iniziano e terminano tutte in tali punti di cuspidi del dominio.

Si deve a questo punto osservare che per effettuare la verifica di una sezione in presso-tenso flessione deviata sarebbe eccessivamente oneroso, in termini di tempi di elaborazione, costruire per punti l'intero dominio resistente. Nel prossimo paragrafo viene, pertanto, sviluppata una strategia iterativa legata al metodo di misura della resistenza adottato, onde abbreviare drasticamente i tempi di verifica.

4.18 Misura della sicurezza ad eccentricità costante



Questa misura viene operata in perfetta analogia al criterio di misura della sicurezza ad eccentricità costante sviluppato relativamente alle sollecitazioni rette. Definito il punto S come rappresentativo degli sforzi esterni $\{N_{Sd}, M_{\xi Sd}, M_{\eta Sd}\}$, la misura della sicurezza è fornita (vedi figura) dal rapporto tra i moduli dei segmenti \overline{OR} ed \overline{OS} misurati sulla retta r appartenente al piano Π passante per l'asse degli sforzi normali N e caratterizzato dal formare con l'asse M_{ξ} l'angolo costante β :

$$\beta = \arctan (M_{\eta Sd} / M_{\xi Sd}) \quad (1)$$

Il problema di verifica così posto consiste nel ricercare quella particolare direzione α dell'asse neutro la cui corrispondente curva spaziale di interazione Ψ intersechi il piano Π proprio nel punto R di intersezione tra la retta r di misura e la superficie di interazione. Appartenendo il punto R al piano Π , le relative componenti $M_{\eta Rd}$, $M_{\xi Rd}$ formano, pertanto, lo stesso angolo b espresso dalla (1).

L'ultima considerazione espressa fornisce la chiave del criterio di convergenza adottato. Tenendo fisso, infatti, un valore di tentativo dell'angolo α (direzione asse neutro) si risolve un problema di verifica ad eccentricità costante per presso-flessione retta applicato ad una curva di interazione piana N - M , in cui il singolo momento M di frontiera è

costruito a partire dalla proiezione delle componenti M_{ξ_R}, M_{η_R} (generico punto della curva tridimensionale Ψ) sul piano Π :

$$M = M_{\xi_R} \cdot \cos \beta + M_{\eta_R} \cdot \sin \beta$$

Sia $\mathbf{R1}\{N_1, M_{\xi_1}, M_{\eta_1}\}$ il punto della curva Ψ corrispondente alla soluzione trovata sulla retta di misura nel piano N-M ipotizzato. Tale punto apparterrà al piano Π e, quindi, sarà la soluzione del problema, se e solo se risulterà (entro una prefissata tolleranza):

$$\beta_1 = \arctan (M_{\eta_{R1}} / M_{\xi_{R1}}) = \beta$$

Ove tale circostanza non sia riscontrata (come ad esempio accade in figura), occorrerà incrementare l'angolo α di una quantità finita $\Delta\alpha$ e ripetere il procedimento di integrazione delle tensioni ottenendo un nuovo valore β_2 . Così di seguito fino ad individuare un settore angolare definito da due valori consecutivi di α in corrispondenza dei quali i valori calcolati per β_1, β_{i+1} rispettino la condizione:

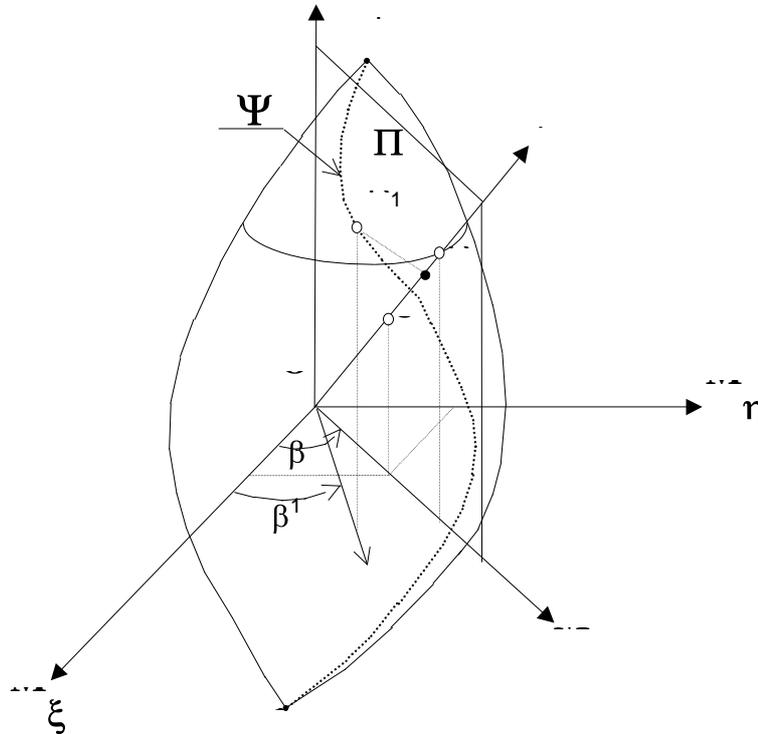
$$\beta_1 \leq \beta \leq \beta_{i+1} \quad \text{con } \beta_1 \leq \beta_{i+1}$$

A questo punto la convergenza verso il voluto valore di b è assicurata, entro una prefissata tolleranza angolare, mediante il solito procedimento della bisezione.

4.19 Misura della sicurezza a sforzo normale costante

In questo caso la retta r di misura giace nel piano a sforzo normale costante di progetto $N = N_{sd}$. Per assicurarsi che l'origine \mathbf{O}' di tale retta di misura sia interna al dominio di resistenza, essa viene presa coincidente col punto di intersezione del piano $N = N_{sd}$ con la retta congiungente l'origine \mathbf{O} con gli assetti principali 1 e 4. Il criterio di convergenza resta analogo a quello descritto nel paragrafo precedente, con la differenza che il piano Π parallelo all'asse N passa per il punto \mathbf{O}' e che, quindi, a tale origine vanno riferiti gli angoli b . In altre parole, per ogni valore dello sforzo normale di progetto, gli angoli β vengono misurati in un sistema di riferimento costituito da una coppia di assi M_{ξ^*}, M_{η^*} con origine nel punto \mathbf{O}' come sopra definito e paralleli agli assi M_{ξ}, M_{η}

generali in figura. Quindi, ad ogni valore di N corrisponde un diverso piano di misura M_ξ, M_η sia dell'angolo β che della sicurezza $\overline{O'R} / \overline{O'S}$.



Avviando il procedimento iterativo con un primo valore a_1 di tentativo, si otterrà nel piano $N = N_{sd}$ un punto $R_1 \{ N_{sd}, M_{\xi_1}, M_{\eta_1} \}$ appartenente a Ψ , le cui componenti flettenti lette nel sistema di riferimento M_{ξ^*}, M_{η^*} formeranno un angolo β_1 . Se tale angolo risulta uguale all'angolo β formato dal piano Π , il punto R_1 risolve il problema; in caso contrario, si dovrà incrementare a ed iterare il procedimento fino a convergenza, come già illustrato nel paragrafo precedente.

Il programma è inoltre in grado di rappresentare graficamente sia i domini di resistenza ultima M_x - M_y a sforzo normale N costante con N uguale ai valori assegnati alle singole combinazioni di carico, sia il dominio tridimensionale N - M_x - M_y rappresentativo della resistenza ultima della sezione rispetto a qualsiasi sollecitazione che produca tensioni normali.

5 Verifiche in termini di duttilità

Le strutture ricadenti in zona sismica e calcolate con modelli lineari devono possedere una duttilità coerente con il fattore q di comportamento adottato.

Nel caso delle strutture in calcestruzzo la precedente affermazione si traduce nel controllare che la duttilità di curvatura μ_ϕ nelle zone critiche di travi e pilastri risulti (§ 7.4.4.1.2 NTC):

$$[7.4.3] \quad \begin{aligned} \mu_\phi &\geq 1,2 (2q_0 - 1) && \text{per } T_1 \geq T_c \\ \mu_\phi &\geq 1,2 [1+2(q_0 - 1)] T_c / T_1 && \text{per } T_1 < T_c \end{aligned}$$

dove :

q_0 = valore massimo del fattore di comportamento

T_1 = periodo proprio fondamentale della struttura

T_c = periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro di progetto

Queste condizioni, aggiunge il citato punto, potranno ritenersi soddisfatte applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le singole categorie costruttive. Con eccezione dei casi in cui non siano rispettate le dette regole di progetto o nel caso di verifica nelle sezioni dei pilastri all'attacco con le fondazioni: in quest'ultimo caso è prevista la verifica semplificata di cui al § 7.4.6.2.2 NTC che il programma esegue automaticamente assegnata (nella finestra dei dati generali) che sia la domanda di duttilità in curvatura di cui sopra.

Ciò in pratica consente quasi sempre di evitare (sempre nel caso di calcolo lineare) la verifica della duttilità mediante calcolo diretto a patto di applicare, nel caso delle strutture in c.a., le regole di gerarchia delle resistenze e quelle relative alle armature con specifico riferimento a quelle trasversali (staffe di confinamento) sia per quantitativo che per disposizione. L'unico caso in cui è espressamente richiesta la verifica di duttilità mediante calcolo diretta è quella alla base dei pilastri di strutture prefabbricati con pilastri incastrati alla base e con orizzontamenti incernierati alla sommità dei pilastri stessi (§ 7.4.5.1).

Nel caso di calcolo non lineare (ad es. Pushover) non valgono più le suddette considerazioni ma allo scopo di calcolare le rotazioni alla corda di snervamento ed ultime si fa quasi sempre ricorso al calcolo della curvatura allo snervamento ed a rottura che sono di base per il calcolo delle suddette rotazioni alla corda. Per quanto riguarda la costruzione del diagramma momenti-curvature è importante notare che a differenza del calcolo lineare in cui vanno impiegate le resistenze di progetto dei materiali, nel caso del calcolo non lineare vanno utilizzati i valori medi dei materiali per la definizione della curva di capacità mentre per le verifiche i valori medi vanno divisi per il fattore di confidenza FC nel solo caso in cui si tratti di strutture esistenti.

Ci si propone quindi di calcolare numericamente la duttilità di curvatura μ_f sulla base della sua definizione normativa (§ 7.4.4.1.2 NTC):

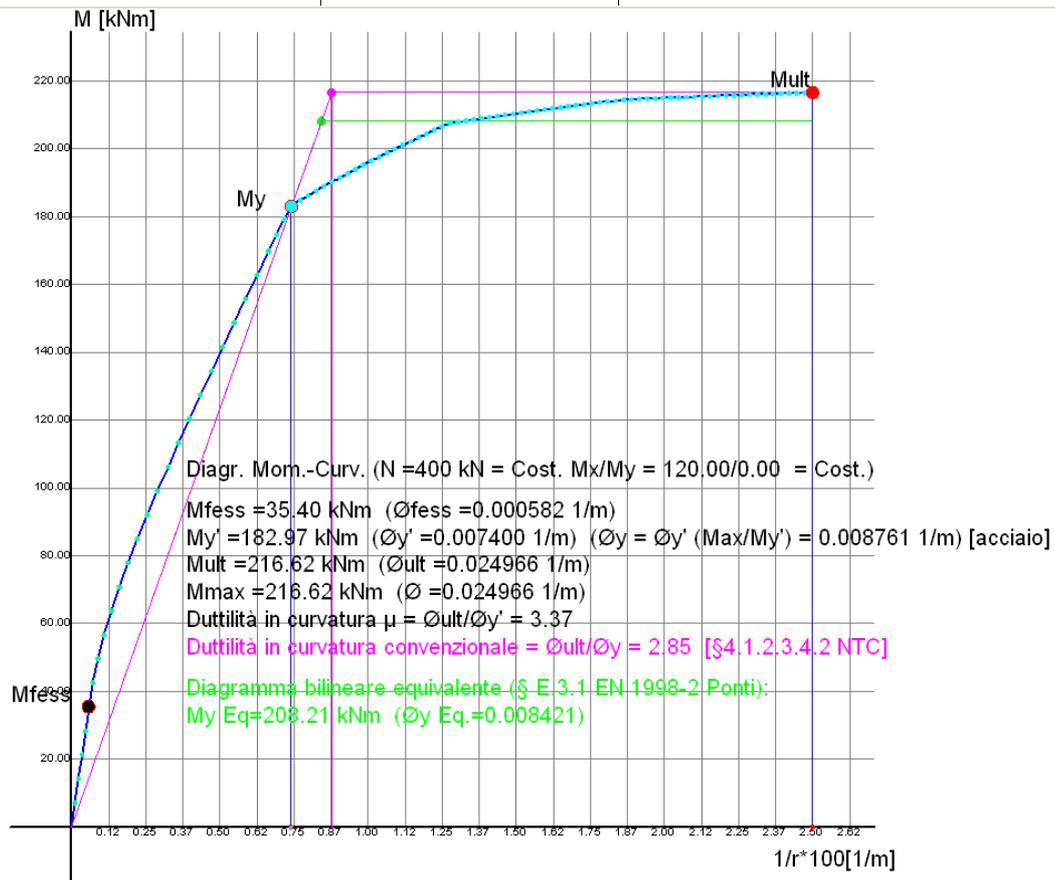
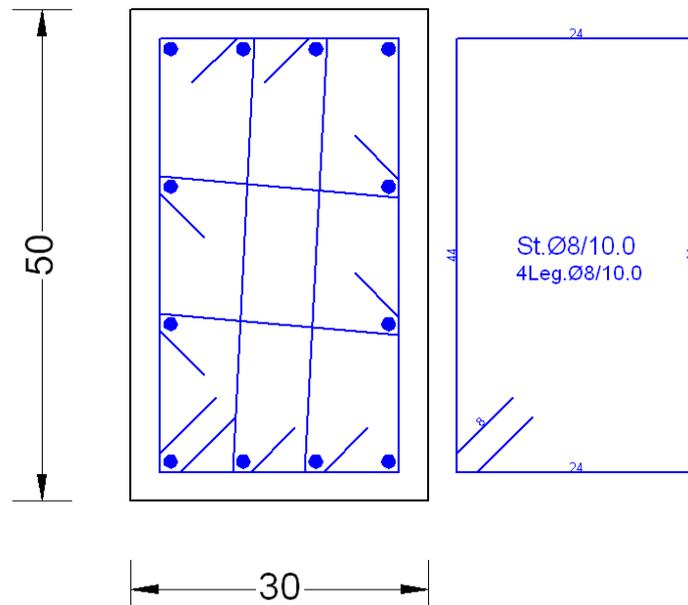
"La duttilità di curvatura, μ_f può essere calcolata come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione ovvero il raggiungimento delle deformazioni ultime del calcestruzzo ε_{cu} o dell'acciaio ε_{uk} e la curvatura al limite di prima plasticizzazione".

Si consideri la sezione 30x50 (armata con barre F14 e riportata in figura e nell'Esempio di calcolo n. 4) di un pilastro all'attacco con la fondazione soggetto ad uno sforzo normale $N = 40000$ daN ed un momento flettente $M_x = 12000$ daNm; $M_y=0$ (presso-flessione retta). Supponendo che la domanda di duttilità in curvatura [eq. (7.4.3) NTC], anche sulla base del fattore di comportamento, sia pari a $\mu_f = 12$ la verifica semplificata di duttilità effettuata con la (7.4.29) NTC: $\alpha w_{wd} \geq 30_f \mu u_d \varepsilon_{s,y,d} b_c/b_0 - 0.035$ risulta largamente soddisfatta in quanto il rapporto meccanico di armature predisposto $w_{wd} = 0.296$ risulta nettamente superiore a quello minimo richiesto di 0.189. Il calcolo con la (7.4.29) viene svolto valutando anzitutto w_{wd} mediante la seguente relazione:

$$w_{wd} = A_{st,x} / (s b_0) f_{yd} / f_{cd} + A_{st,y} / (s h_0) f_{yd} / f_{cd}$$

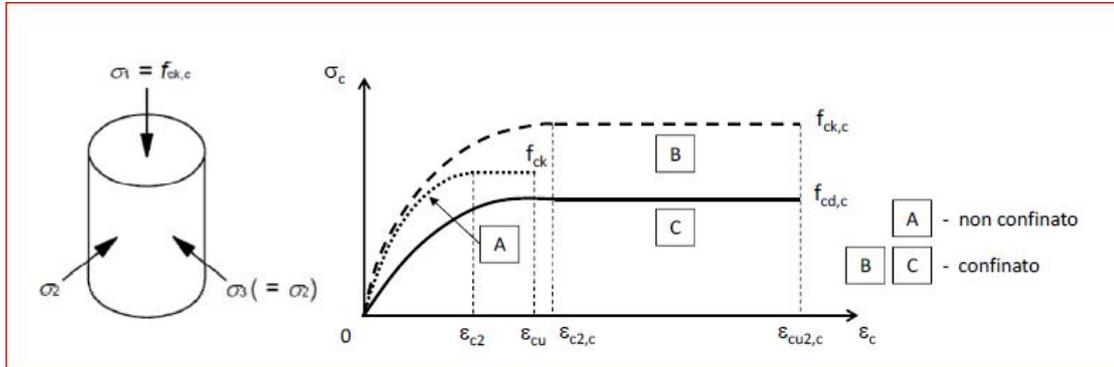
In cui s è il passo delle staffe (e delle associate legature) delle $A_{st,x}$ e $A_{st,y}$ sono rispettivamente la somma delle aree delle staffe+legature dirette secondo x e secondo y . Si assume, inoltre, come rapporto b_c/b_0 il minore tra i due rapporti b_c/b_0 e h_c/h_0 . L'efficacia del confinamento viene valutato tramite le espressioni di α_s ed α_n fornite dalle (7.4.31a) e (7.4.31b) NTC. E' importante sottolineare che la (7.4.29) è una relazione di tipo bidirezionale come si evince dalla somma dei due termini che compaiono in w_{wd} ; la validità di tale relazione è soggetta alla condizione che i due addendi abbiano un valore molto simile.

Effettuando invece il calcolo della duttilità in curvatura mediante la costruzione del diagramma Momenti-Curvature sulla base dei diagrammi di progetto del conglomerato (parabola-rettangolo con $f_{cd}=170$ daN/cm² ed $\varepsilon_{cu}=0.0035$) e dell'acciaio ($f_{yd}=3913$ daN/cm²) si ottiene appena una duttilità di appena $\mu_f = 2.85 < 12.00$

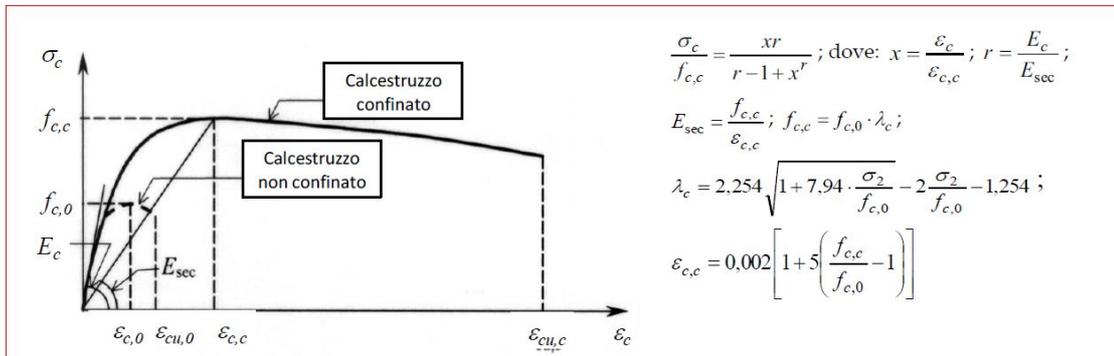


Per ottenere un valore realistico della duttilità della sezione in esame è necessario mettere in conto il confinamento del nucleo di calcestruzzo esercitato dalle staffe presenti.

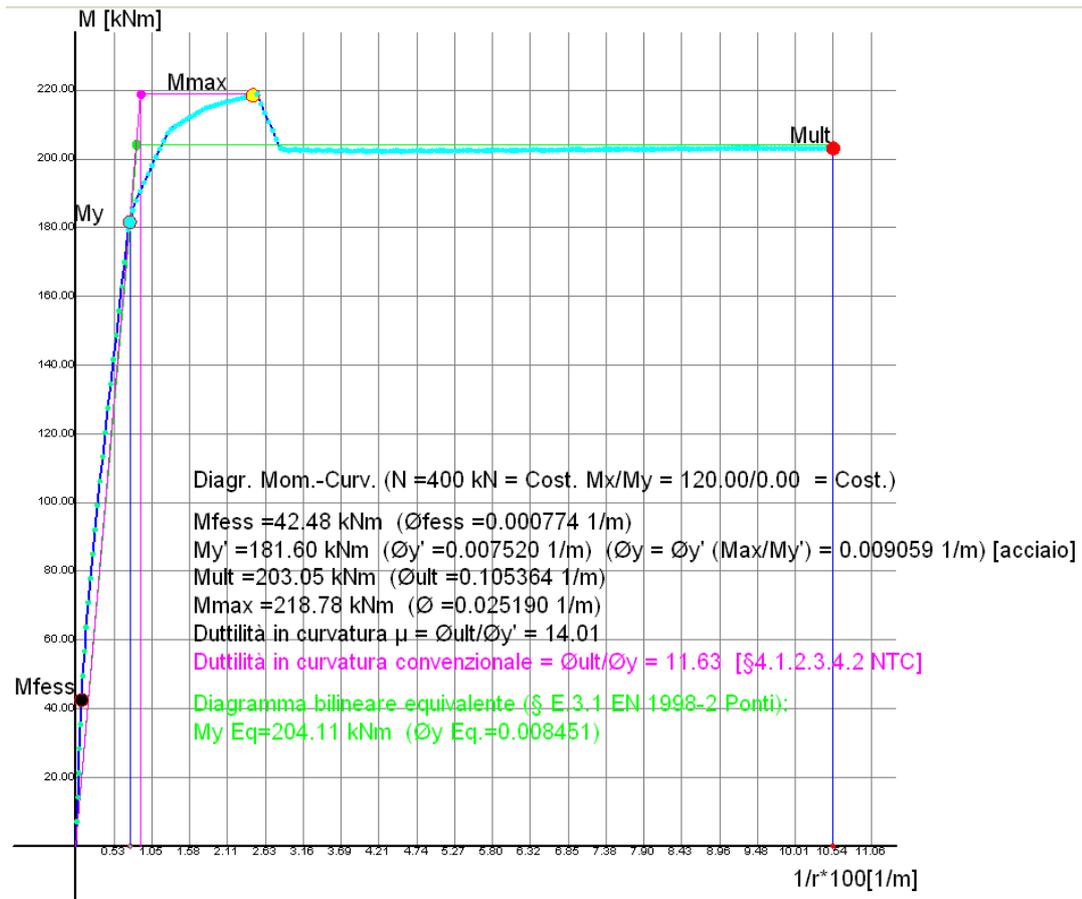
Nel caso in cui si operi con i valori di progetto (come nel presente esempio) il programma assume come modello di confinamento quello (parabola-rettangolo) esplicitato nel § 4.1.2.1.2.1 NTC:



Nel caso invece di confinamento sulla base delle resistenze medie dei materiali (calcolo non lineare) il programma utilizza il legame di Mander (Annex E EN1998-2) riportato anche nella Circolare NTC:



Effettuando il calcolo Momenti-Curvature sulla base del primo comportamento confinato sopra illustrato del calcestruzzo si ottiene il seguente risultato:



La duttilità in curvatura disponibile (capacità) è pari a 11.63 di poco inferiore alla domanda pari a 12. Si noti il brusco abbassamento del diagramma (appena superato il valore di Mmax) dovuto alla rottura del calcestruzzo del copriferro.

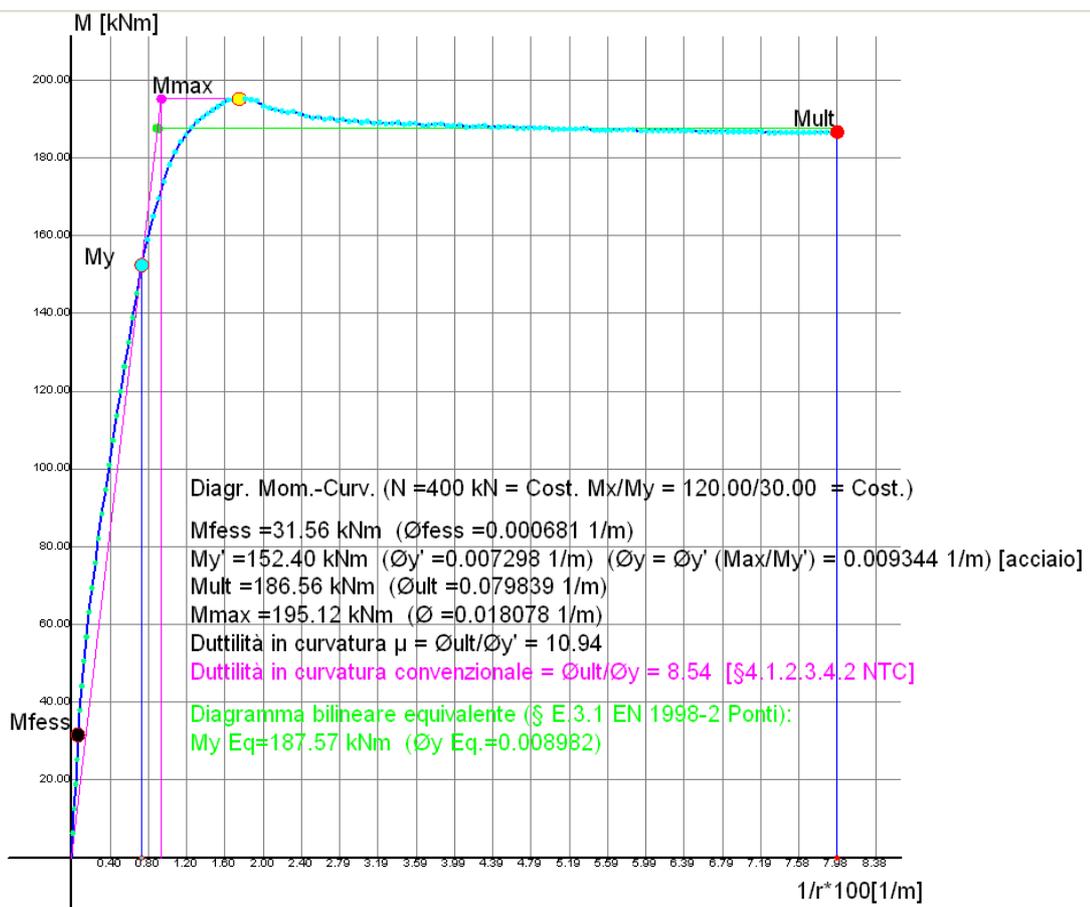
La modalità di calcolo diretto della duttilità in curvatura introdotta dalle nuove NTC2018 a partire dal diagramma momenti-curvature risulta, pertanto, molto più conservativa di quella semplificata di cui alla (7.4.29) NTC. Tale modalità di calcolo diretto è richiesta esplicitamente (separatamente nelle due direzioni) per le sezioni dei pilastri di strutture prefabbricate con pilastri incastrati alla base e impalcati incernierati alla sommità dei pilastri stessi.

Nel caso di sezioni poligonali generiche costituite da un solo dominio il programma prevede l'applicazione monodirezionale della (7.4.29) NTC formulata sul presupposto che la percentuale meccanica di armatura w_{wd} confinante abbia valore simile in tutte le direzioni. In tale ottica la percentuale meccanica $w_{w,x}$ richiesta nella direzione x per verificare la (7.4.29) può scriversi:

$$w_{w,x} = 1/2 [1/a (30_f \mu u_d \epsilon_{s,y,d} d_c/d_0 - 0.035)]$$

con d_c/d_0 ed a_n dedotti dalle dimensioni equivalenti rettangolari ottenute nel calcolo del taglio obliquo ed $\alpha_s = A_i/A_0$ in cui A_0 è l'area del nucleo confinato e A_i è l'area del poligono efficace interno ad A_0 ed i cui lati sono tutti distanti $s/4$ dai corrispondenti lati di A_0

Il programma in realtà consente la costruzione del diagramma momenti-curvature anche in pressoflessione deviata ma in tal caso si assiste ad una notevole riduzione della duttilità con l'aumentare del rapporto tra i lati della sezione (le sezioni quadrate o circolari danno i migliori risultati). Assegnando alla stessa sezione sopra calcolata oltre al momento $M_x = 12000$ daNm un contesuale momento $M_y = 3000$ daNm si ottiene il seguente risultato:



La duttilità in curvatura convenzionale è scesa ad appena 8.54 valore molto inferiore a quello richiesto di 12.00.

6 Stato limite ultimo per taglio

Si considerano qui solo sezioni in c.a. di tipo compatto (preferibilmente convesse) appartenenti a travi o pilastri a sezione costante per le quali si prevedano armature trasversali costituite da sole staffe poste ortogonalmente alla linea media della trave. Si sconsiglia vivamente l'impiego del programma per le sezioni in parete sottile sia aperte che cave (mono o multicellulare) in quanto il mancato rispetto del principio della conservazione delle sezioni piane rende aleatorio il calcolo operato dal programma specie per quanto riguarda la valutazione della resistenza a taglio in regime di presso-tenso flessione deviata. In tali casi si consiglia di eseguire l'analisi strutturale scomponendo il profilo aperto o scatolare in aste o pareti a sezione rettangolare congruenti in corrispondenza degli spigoli di intersezione: le verifiche sezionali potranno coerentemente essere successivamente effettuate sulle singole sezioni rettangolari sulla base degli sforzi calcolati per le corrispondenti aste o pareti derivate dalla suddetta scomposizione.

L'assorbimento del taglio è affidato al classico traliccio ideale costituito dalle armature trasversali (staffe), dalle armature longitudinali e dal corrente compresso di calcestruzzo. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2.5 \quad (4.1.16) \text{ NTC}$$

Questa relazione esprime la possibilità che l'angolo θ di inclinazione delle bielle compresse possa assumere, in virtù della teoria della plasticità, valori differenti purché compresi nell'intervallo definito dalla relazione stessa.

Il metodo semiprobabilistico agli stati limite considera verificata la sezione a taglio se è rispettata la seguente relazione tra sforzi di taglio:

$$V_{Ed} \leq V_R$$

in cui il taglio resistente V_R va calcolato in doppio modo:

- con riferimento al solo calcestruzzo compresso in direzione obliqua ("taglio compressione")
- con riferimento all'armatura trasversale ("taglio trazione"), sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio appresso indicata.

Taglio resistente del calcestruzzo

Le NTC e l'EC2 prevedono il confronto del taglio di calcolo V_{Ed} con una espressione della resistenza a compressione delle bielle d'anima ("taglio

compressione"). Per staffe ortogonali all'asse della trave (come qui sempre assunte) la (4.1.19) NTC si può scrivere:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg } \varphi / (1 + \text{ctg}^2 \varphi)$$

in cui :

d è l'altezza utile della sezione

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del conglomerato pari a:

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ nelle NTC e nella bozza dell'Appendice nazionale all'EC2 (unico valore utilizzato dal programma)

$f'_{cd} = 0,7 (1 - f_{ck} / 250)$ nell'EC2 (f_{ck} in Mpa)

b_w è la larghezza minima della sezione misurata parallelamente all'asse neutro; rappresenta cioè la minima dimensione resistente della biella compressa

dell'ideale traliccio resistente.

Taglio resistente sviluppato dalle staffe

Il taglio di calcolo VEd deve risultare inferiore alla seguente resistenza a taglio sviluppata dall'armatura trasversale ("taglio trazione"):

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg } \varphi$$

in cui:

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale (staffe)

s è l'interasse tra due armature successive (passo delle staffe)

f_{yd} = tensione di snervamento delle staffe (nel programma assunta uguale a quella delle barre longitudinali)

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di:

$$a_1 = 0,9 \cdot d \cdot \text{ctg } \varphi / 2$$

Questa relazione non è altro che la (4.1.22) NTC scritta per $\alpha = 90^\circ$. α è l'angolo formato dalle staffe con l'asse della trave che nella presente trattazione sarà sempre assunto pari a 90° . Essa esprime la cosiddetta regola della traslazione del diagramma del momento flettente che comporta l'assunzione, quale momento di calcolo nella sezione, di quello che si ha nella sezione distante al rispetto a quella in esame; detta distanza a_1 (che costituisce la traslazione dell'ascissa di lettura del diagramma dei momenti) va presa a destra o sinistra in modo tale da comportare un aumento del valore assoluto del momento flettente.

Questa regola serve a tenere in conto l'aumento della trazione nel corrente teso della trave a seguito di una eventuale fessurazione per taglio allo stato ultimo.

In prossimità delle zone degli appoggi di estremità delle travi la Circolare [2] prescrive all'intradosso la presenza di armature longitudinali inferiori, convenientemente ancorate, in grado di assorbire uno sforzo di trazione coerente con l'inclinazione del puntone diagonale ($\text{ctg } q$) assunto con la verifica di resistenza. uguale al taglio ($A_{s\text{long}} \geq \text{ctg } q \cdot V_{Ed} / f_{yd}$).

6.1 Verifica delle sezioni predefinite

Le sezioni predefinite (con esclusione della sezione circolare) sono per definizione soggette a flessione retta con taglio diretto sempre nella direzione dell'asse di sollecitazione (ortogonale all'asse neutro). In genere rientrano in questa tipologia di sezioni la quasi totalità delle sezioni delle travi di impalcato. La verifica a taglio viene condotta applicando le formule di normativa (4.1.27) e (4.1.28) che di seguito si riscrivono per staffe ortogonali all'asse della trave:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot f_{cd} \cdot \text{ctg} q / (1 + \text{ctg}^2 q) \quad (1)$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg} q \quad (2)$$

sotto la condizione:

$$1 \leq \text{ctg } q \leq 2,5 \quad (3) \quad (4.1.25)$$

NTC

Per tutte le sezioni predefinite (esclusa quella circolare) la valutazione di b_w e d è immediata.

Il procedimento seguito dal programma per la verifica è il seguente:

Se per $q=1$ V_{Rcd} risulta inferiore a V_{Ed} le dimensioni della sezione sono insufficienti a taglio e quindi va ridimensionata.

Uguagliando il taglio di progetto V_{Ed} a quello resistente lato compressione V_{Rcd} espresso dalla (1) si ricava il valore dell'angolo q :

$$q = 0,5 \cdot \arcsin [(2 V_{Ed}) / (a_c \cdot f_{cd} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_w)]$$

se $ctgq$ soddisfa la (3) l'area A_{sw} delle staffe strettamente necessaria si ottiene dalla (2). Il confronto tra l'area effettiva delle staffe e quella strettamente necessaria determina l'esito della verifica lato acciaio.

Naturalmente se la sezione si trova in zona critica di una trave in alta duttilità (CDA) si pone direttamente $ctgq = 1$.

Se $ctgq > 2.5$ si pone $ctgq = 2.5$.

Nella finestra delle opzioni armature e' possibile assegnare un valore massimo per $ctgq$ inferiore a 2.5.

Le NTC prevedono per le **travi** (soggette a flessione semplice e taglio) la seguente sezione complessiva minima di staffe:

$$A_{st} = 1,5 \cdot b_w \quad [\text{mm}^2/\text{m}]$$

con b_w espresso in mm.

L'interasse minimo di tali staffe deve essere non minore di $0,8 \times d$, e, comunque devono prevedersi non meno di 3 staffe al metro.

L'EC2 prevede, sempre per le travi:

$$A_{st} = \rho_{\min} \cdot s \cdot b_w$$

in cui:

$$\rho_{\min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$$

ed un interasse massimo delle staffe pari a $0,75 \times d$.

Nel caso dei **pilastri** (sezioni soggette a sforzo di presso-flessione) per le NTC occorre prevedere almeno 4 staffe al metro con passo non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre longitudinali. Il diametro minimo delle staffe deve essere non minore di 6 mm e di un quarto del diametro massimo delle barre longitudinali.

L'EC2 prescrive invece che il passo sia non minore delle seguenti misure:

- 20 volte il diametro delle barre longitudinali
- la dimensione minore del pilastro
- 30 cm

Dette misure vanno moltiplicate per 0,6 in prossimità dei nodi con travi superiori od inferiori per tratti di pilastro pari alla maggiore dimensione della sezione del pilastro.

In zona sismica le NTC prevedono per le **travi**, in aggiunta alle suddette prescrizioni, che alle due estremità collegate con pilastri (zone critiche) e per una lunghezza pari ad 1 (per CD"B") o 1,5 volte (per CD"A") l'altezza della sezione occorre prevedere staffe di contenimento il cui passo deve corrispondere alla più piccola delle seguenti quantità:

- un quarto dell'altezza utile della sezione (DC"A" e DC"B");
- 17,5 e 22,5 cm, rispettivamente per DC"A" e DC"B";
- 6 e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Con DC"A" si è indicata la classe di Alta duttilità; con DC"B" quella di Media duttilità. È importante notare che per le strutture in CD"A" le NTC prevedono (come l'EC8) che nella verifica a taglio nelle zone critiche delle travi vada assunto sempre $\eta = 1$.

Nelle zone critiche dei **pilastri**, almeno una barra longitudinale ogni due di quelle disposte sui lati deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B". Il diametro delle staffe di contenimento e delle legature deve essere non minore di 6 mm ed il loro passo deve essere non minore di:

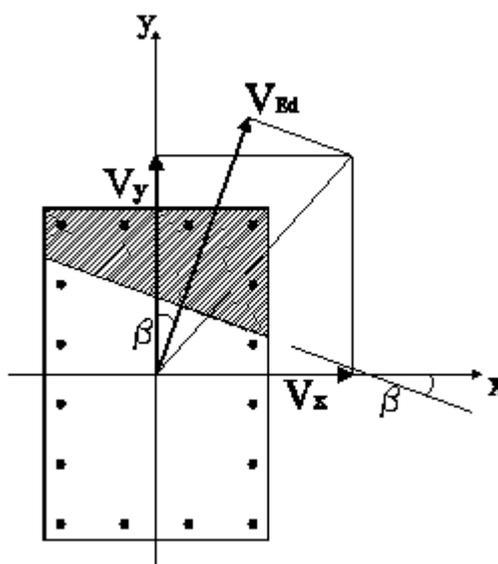
- $1/3$ e $1/2$ del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per DC"A" e DC"B";
- 12,5 e 17,5 cm, rispettivamente per DC"A" e DC"B";
- 6 ed 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per DC"A" e DC"B"

6.2 Verifica per taglio biassiale

Come descritto nella verifica delle sezioni predefinite le NTC, forniscono la valutazione della resistenza ultima a taglio riferita unicamente a sezioni rettangolari per azioni taglianti parallele all'asse principale d'inerzia ortogonale all'asse neutro (flessione retta o pressoflessione retta). Lo stesso può dirsi con riferimento all'Eurocodice 2 Parte 1 che tratta l'argomento nel § 6.2 con grafici illustrativi riferiti esclusivamente ad elementi resistenti orizzontali (travi) in regime di flessione retta.

Nelle correnti applicazioni progettuali, invece, la verifica dei pilastri in c.a. deve sempre essere condotta in regime di pressoflessione deviata in presenza di entrambe le componenti del taglio riferite, in generale, agli assi principali d'inerzia della sezione di solo calcestruzzo. A seguito, inoltre, dell'introduzione nelle NTC del principio della gerarchia delle resistenze la capacità di resistenza al taglio richiesta ai pilastri è aumentata enormemente al punto da diventare in alcuni casi critica per il dimensionamento (si pensi ad elementi verticali tozzi come nel caso di pilastri nei vani scala interrotti da travi rampanti o di interpiano, o alle pile di piccola altezza per viadotti metropolitani).

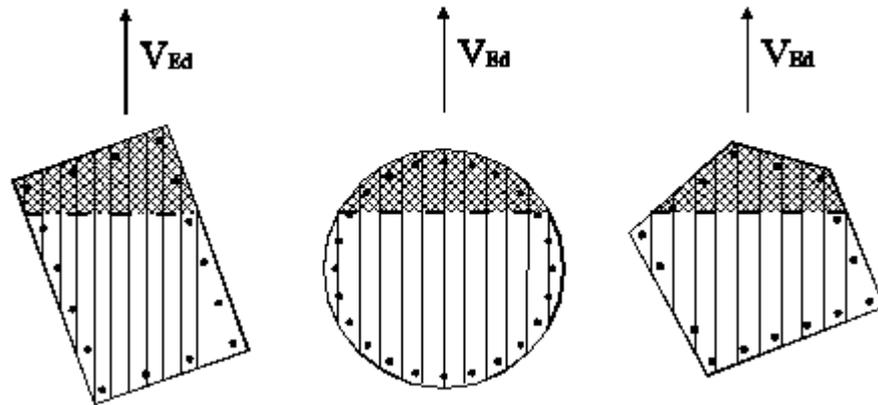
Mentre per la pressoflessione deviata sia le NTC che gli Eurocodici forniscono ben due tipi di soluzioni approssimate, nel caso del taglio biassiale non viene data alcuna indicazione, semplificata o rigorosa che sia, in merito alle possibili modalità di calcolo. Analoga situazione si riscontra in tutti i testi di tecnica delle costruzioni e negli articoli divulgativi inerenti le nuove norme. Si propone pertanto il seguente procedimento.



Supponendo noto l'asse neutro allo stato limite ultimo, la risultante dello sforzo di taglio non risulta in generale ortogonale a tale asse ("taglio obliquo"). Anche per la semplice sezione rettangolare di figura risulta evidente che il calcolo della resistenza a taglio condotta separatamente per le due componenti V_x e V_y sulle corrispondenti sezioni rettangolari a lati invertiti, oltre a condurre a risultati a sfavore di sicurezza è concettualmente scorretta in quanto ammette il disaccoppiamento delle componenti V_x , V_y del taglio in realtà non presente allo stesso modo di quello delle componenti M_x , M_y del momento flettente. Appare pertanto più appropriato assumere come giacitura del traliccio resistente a taglio quella del piano ortogonale alla direzione dell'asse neutro della sezione ottenuta dal calcolo a pressoflessione deviata allo SLU. Di conseguenza il valore del taglio sollecitante il suddetto traliccio sarà costituito dalla risultante V_{Ed} della somma delle proiezioni delle componenti V_x , V_y sulla direzione ortogonale a quella dell'asse neutro. Indicato con b l'angolo formato dall'asse neutro con l'asse principale d'inerzia x , il valore di calcolo del taglio risulta:

$$V_{Ed} = V_x \sin b + V_y \cos b$$

Si è in tal modo ricondotto il problema del taglio obliquo a quello del taglio in flessione retta. Le sezioni convesse di seguito rappresentate sono state orientate in modo da evidenziare l'ortogonalità tra la direzione del taglio V_{Ed} di progetto e l'asse neutro già noto dal calcolo allo SLU per tensioni normali (qui supposto come già effettuato).



Un approccio razionale al problema della determinazione della resistenza ultima a taglio è quello di suddividere le sezioni in un sufficiente numero di conci elementari (come in figura) tracciati parallelamente alla direzione del taglio V_{Ed} e considerare la resistenza ultima a taglio come somma di quella dei singoli conci elementari. Ogni concio viene cioè considerato allo stesso modo di una sezione rettangolare le cui resistenze a "taglio trazione" e "taglio compressione" possono essere valutate in base alle relazioni di normativa (4.1.18) e (4.1.19) di seguito riformulate con riferimento al generico concio i ed assumendo le staffe sempre ortogonali all'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$):

$$V_{Rsd\,i} = 0,9 \cdot d_i \cdot A_{sw\,i} / s \cdot f_{y\,d} \operatorname{ctg} q \quad (1)$$

$$V_{Rcd\,i} = 0,9 \cdot d_i \cdot b_i \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \sin q \cdot \cos q \quad (2)$$

in cui:

d_i altezza utile del concio i misurata in corrispondenza del perimetro che collega i baricentri delle barre longitudinali;

$A_{sw\,i}$ quota parte ideale dell'area delle staffe impegnate dal concio i ;

s passo delle staffe;

$f_{y\,d}$ tensione di snervamento di calcolo delle staffe;

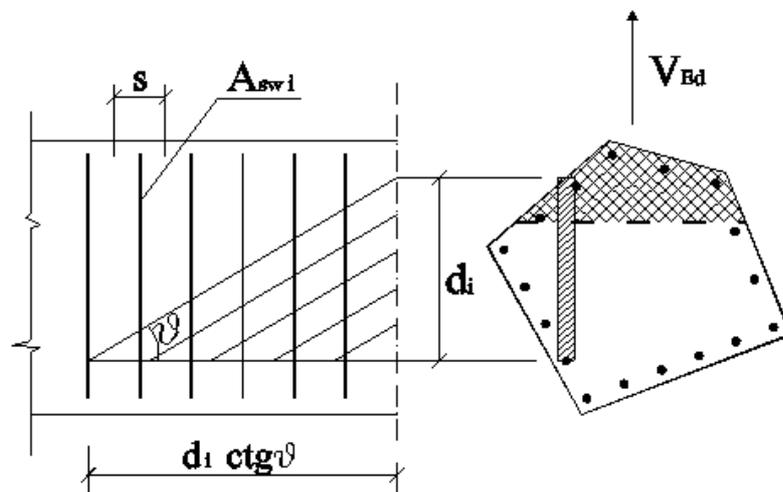
f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo ($0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c coefficiente maggiorativo per sforzo assiale di compressione;

q angolo di inclinazione delle bielle compresse (uguale per tutti i tralicci elementari).

Perché il singolo concio possa costituire la traccia (sulla sezione trasversale del pilastro) di un elementare traliccio isostatico è necessario che i suoi due estremi ricadano rispettivamente nel corrente compresso del traliccio (zona compressa della sezione per effetto della flessione composta allo SLU) e nel corrente teso costituito dalle barre longitudinali

perimetrali. Per soddisfare la prima condizione vengono esclusi i conci non sottesi dall'asse neutro. La seconda condizione può considerarsi soddisfatta se l'armatura longitudinale del pilastro è sufficientemente distribuita lungo il perimetro della sezione (armatura tubolare); per i pilastri si può considerare questa condizione sempre assolta in quanto le NTC prevedono che l'interasse tra le barre longitudinali non sia mai superiore a 25 cm. Nella realtà applicativa il solo soddisfacimento degli elevati valori dei minimi di armatura ($r \geq 1\%$) porta a progettare interassi tra le barre quasi sempre inferiori al valore massimo indicato. L'Eurocodice 8 prevede, con maggiore severità, un interasse ≤ 15 cm in alta duttilità (DCH) e ≤ 20 cm in media duttilità (DCM).



Sulla base delle ipotesi assunte si è rappresentato in figura lo schema longitudinale del traliccio elementare resistente corrispondente al generico concio di altezza utile d_i .

Per poter valutare compiutamente la resistenza a "taglio trazione" espressa dalla (1) resta da definire A_{sw} i cioè l'area trasversale delle staffe di competenza del generico traliccio elementare. Nella (1) risulta evidente che tale resistenza è direttamente proporzionale all'altezza utile d_i del concio (considerando costanti tutti gli altri fattori) per cui appare logico assumere:

$$A_{sw i} = d_i / S d_i \cdot A_{sw}$$

Di conseguenza le resistenze a "taglio trazione" e "taglio compressione", questa volta riferite all'intera sezione, diventano:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot (S d_i^2 / S d_i) A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot ctg q \quad (3)$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot (S d_i \cdot b_i) \cdot a_c \cdot f_{cd} \sin q \cdot \cos q \quad (4)$$

In base alla (4.1.29) delle NTC come resistenza a taglio della trave va assunta quella di minore valore tra le due appena definite.

Le (3) e la (4) sono equivalenti alle corrispondenti formule di normativa (4.1.18) e (4.1.19) a condizione di porre:

$$\begin{aligned}d &= Sd_i^2 / Sd_i = d_{eq} \\d \cdot b_w &= S (d_i \cdot b_i) = A_{eq} \\b_{weq} &= A_{eq} / d_{eq}\end{aligned}$$

I valori b_{weq} d_{eq} così ottenuti definiscono, per qualsiasi forma di sezione calcolata, base ed altezza di una sezione rettangolare equivalente ai fini della resistenza ultima a taglio. Tali dimensioni equivalenti consentono, cioè, di utilizzare lo stesso procedimento di verifica a taglio illustrata per le sezioni predefinite.

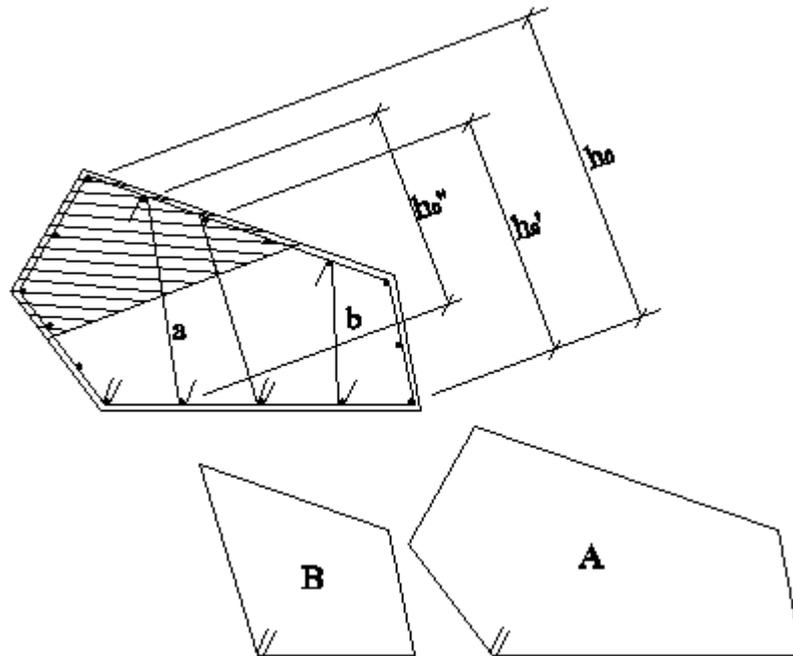
6.3 Area resistente staffe e legature

Le NTC (analogamente all'EC8) prescrivono, nelle zone critiche dei pilastri, la presenza sia di staffe chiuse di contenimento delle armature longitudinali poste negli spigoli della sezione, sia di legature disposte in modo tale da trattenere le barre longitudinali (almeno una barra ogni due) situate lungo i lati della sezione.

A fronte di una elevata domanda di resistenza a taglio biassiale richiesta in queste zone si cerca nel seguito di valutare l'area efficace resistente a taglio fornita non solo dalle staffe ma anche dalle legature effettivamente disposte nella sezione con lo stesso passo delle staffe.

Si assume qui che al variare della direzione del taglio (come di norma si verifica nelle varie combinazioni previste nel calcolo sismico), varia di conseguenza l'area resistente a taglio delle staffe e delle legature

Per fissare le idee si consideri la generica sezione, rappresentata nella figura seguente, di un pilastro a contorno poligonale (convesso) armata trasversalmente mediante due staffe chiuse di confinamento denominate A, B e due legature a, b.



Per quanto riguarda la staffa perimetrale A che percorre l'intero contorno della sezione si può affermare che, indipendentemente dalla direzione del taglio, il suo contributo può essere sempre assunto pari a due volte l'area della sezione trasversale della staffa stessa. L'efficacia di questa staffa è infatti sempre massima in quanto essa inviluppa in ogni caso il puntone del traliccio resistente di massima altezza per qualsiasi direzione del taglio. Detta massima efficacia può essere commisurata alla massima distanza tra le barre longitudinali misurata sulla direzione del taglio (lunghezza h_0 in figura). A partire dalle due barre più distanti è sempre possibile individuare due bracci resistenti (ognuno dei quali costituito da più lati della staffa) che sviluppano un'area efficace a taglio pari a due volte l'area della sezione della staffa che essi stessi costituiscono.

L'area efficace di ulteriori staffe chiuse (come la staffa B) ma tali da non percorrere l'intero perimetro della sezione, può essere valutata riducendo l'area dei due bracci a mezzo di un fattore pari al rapporto h_0'/h_0 in cui h_0' è la massima distanza tra le barre racchiuse dalla staffa interna misurata sempre sulla direzione del taglio. La capacità resistente a taglio delle singole staffe viene cioè considerata proporzionale alla propria altezza utile di ; il rapporto tra l'altezza utile di della staffa interna e quella h_0 della staffa perimetrale è stato pertanto assunto in programma pari (con buona approssimazione) a quello h_0'/h_0 sopra indicato.

Con analogo ragionamento si può considerare efficace l'area della singola legatura ridotta a mezzo del rapporto h_0''/h_0 in cui h_0'' è la proiezione della lunghezza della legatura sulla direzione del taglio. A favore di

sicurezza potrebbero escludersi dal computo le legature in cui almeno una delle due estremità non ricada nella zona compressa della sezione.

Le NTC e l'EC8 prevedono, allo scopo di conseguire un adeguato livello di duttilità sezionale nelle zone critiche dei pilastri, un quantitativo minimo di armature trasversali fissato dalla (7.4.30) NTC espresso come rapporto meccanico delle armature trasversali di confinamento w_{wd} . Inoltre nella (7.4.29) il coeff. di confinamento α viene dedotto solo per sezioni rettangolari e circolari.

Nel caso di sezioni generiche, la verifica del rapporto meccanico di armatura trasversale va invece effettuata per ogni combinazione di carico e nella direzione del taglio ad essa associata assumendo come area A_{st} quella efficace calcolata secondo le indicazioni sopra riportate e sostituendo all'area confinata $b_{st} \cdot h_{st}$ della sezione rettangolare quella (sempre confinata) della sezione equivalente $b_{w\ eq} \cdot d_{eq}$ individuata nel precedente paragrafo.

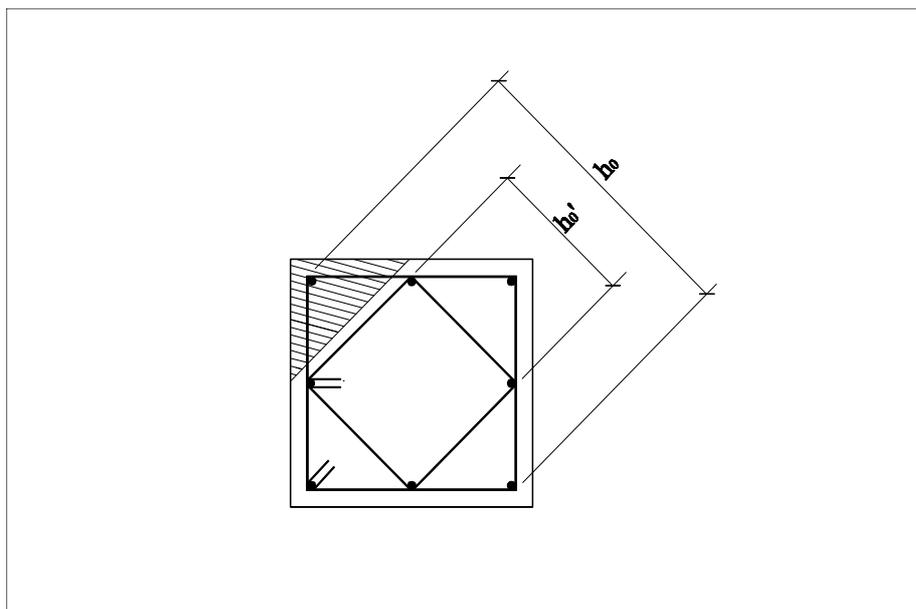
Si consideri, ad esempio, la seguente sezione quadrata armata trasversalmente con due staffe di contenimento, pure quadrate, ed aventi la medesima sezione di area A_{br} . Con riferimento al taglio con risultante inclinata di 45° rispetto ai lati della sezione, l'area efficace della staffa esterna perimetrale è pari a quella di due bracci: $2 A_{br}$. Per quanto sopra detto l'area efficace della staffa interna può essere valutata pari a:

$$2 A_{br} h_0' / h_0 = A_{br}$$

In totale, quindi, l'area efficace resistente al taglio inclinato di 45° risulta pari all'area della sezione trasversale di 3 bracci.

Nel caso, invece, in cui il taglio sia parallelo ai lati, risultando $h_0' = h_0$, possono assumersi come efficaci n. 4 bracci. Per tutte le inclinazioni intermedie, quindi, l'area efficace dell'armatura trasversale da assumere nelle verifiche di duttilità e di resistenza a taglio varia da $3 A_{br}$ a $4 A_{br}$.

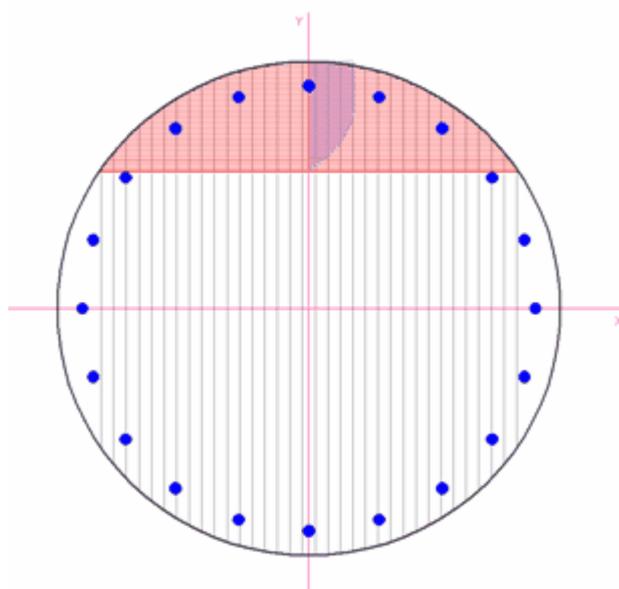
Nel caso delle sezioni rettangolari il programma si adegua alla trattazione fornita dalla normativa e calcola w_{wd} come somma dei rapporti meccanici nelle due direzioni ortogonali della sezione (indipendentemente dalla direzione deviata della flessione).



Esempio di calcolo

Con riferimento ad una generica sezione circolare è interessante confrontare i risultati ottenuti dal calcolo numerico con il valore del braccio z della coppia interna indicato nel § 7.9.5.1.1 delle NTC (verifiche a taglio delle pile dei ponti in assenza di calcoli più accurati):

$$z = 0.75 d \quad \text{in cui } d = D - c_f \quad (\text{con } D = \text{diametro sez. circolare; } c_f = \text{copriferro}).$$



La sezione circolare assunta come esempio in figura ha un raggio di 40 cm ed un'armatura costituita da 20 Φ 18 in acciaio ($f_{yd} = 39.13$ MPa) con copriferro (misurato dal baricentro delle barre) pari a 4 cm. Il calcestruzzo è di classe C25/30 ($f_{cd} = 14,17$ MPa).

Mentre il valore fornito dalla citata norma è fisso e pari a $d = 65,5$ cm, quello fornito dal calcolo varia in funzione dello sforzo normale applicato e quindi della posizione dell'asse neutro allo SLU; in particolare si hanno i seguenti valori dell'altezza utile equivalente d in funzione di alcuni valori assegnati allo sforzo normale adimensionalizzato $n = N/(A_c \cdot f_{cd})$:

$$z = 61,7 \quad (b_w = 64,9) \quad \text{per } n = 0,0$$

$$z = 57,6 \quad (b_w = 71,3) \quad \text{per } n = 0,1$$

$$z = 54,7 \quad (b_w = 73,2) \quad \text{per } n = 0,2$$

I risultati ottenuti dal calcolo sono in buon accordo con il valore di normativa ($z = 57,0$) solo per $n = 0,1$.

6.4 Verifica del conglomerato compresso

Le NTC e l'EC2 prevedono il confronto del taglio di calcolo V_{Ed} con una espressione della resistenza a compressione delle bielle d'anima ("taglio compressione"). Per staffe ortogonali all'asse della trave (come qui sempre assunte) la (4.1.19) NTC si può scrivere:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg} q / (1 + \text{ctg}^2 q)$$

in cui:

f'_c è la resistenza a compressione ridotta del conglomerato pari a:

$$f'_{cd} = 0,5 f_{cd} \quad \text{nelle NTC e nel NAD nazionale}$$

$$f'_{cd} = 0,7 (1 - f_{ck} / 250) \quad \text{nell'EC2 (} f_{ck} \text{ in Mpa)}$$

b_w è la larghezza minima della sezione misurata parallelamente all'asse neutro; rappresenta cioè la minima dimensione resistente della biella compressa dell'ideale traliccio resistente. Tale larghezza minima è immediatamente determinata per le sezioni predefinite in flessione retta. In caso di pressoflessione deviata e per sezioni generiche vale quanto detto al riguardo (larghezza equivalente) nel paragrafo verifica per taglio biassiale.

d è la distanza (altezza utile) tra le armature tese e la fibra più compressa del conglomerato (sezioni predefinite). Questa misura è di tipo equivalente nel caso di taglio biassiale e per sezioni circolari e generiche.

α_c coefficiente maggiorativo della resistenza in funzione del valore medio della compressione nella sezione $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$:

$$\begin{aligned}
 &= 1 \quad \text{per membrature non compresse} \\
 &= 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \quad \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd} \\
 &= 1,25 \quad \text{per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\
 &= 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}
 \end{aligned}$$

Conviene impostare tra le opzioni di calcolo del programma un passo medio di discretizzazione, tra una fibra e l'altra, intorno a cm. 0,5 dimostratosi sufficiente per individuare, con buona precisione, il valore b_w cercato.

6.5 Verifica e/o progetto armature a taglio

Nella presente esposizione le armature resistenti a taglio sono previste costituite da sole staffe ortogonali all'asse della trave.

Il taglio di calcolo V_{Ed} deve risultare inferiore alla seguente resistenza a taglio sviluppata dall'armatura trasversale ("taglio trazione"):

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg } \theta$$

in cui:

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale (staffe)

s è l'interasse tra due armature successive (passo delle staffe)

f_{yd} tensione di snervamento delle staffe (nel programma è possibile distinguerla da quella delle barre longitudinali)

Le NTC prevedono per le travi (soggette a flessione semplice e taglio) la seguente sezione complessiva minima di staffe:

$$A_{st} = 1,5 \cdot b_w \quad [\text{mm}^2/\text{m}]$$

con b_w espresso in mm.

L'interasse minimo di tali staffe deve essere non minore di 0,8 d; comunque devono prevedersi non meno di 3 staffe al metro.

L'EC2 prevede, sempre per le travi:

$$A_{st} = \rho_{\min} \times s \times b_w$$

in cui: $\rho_{\min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}})/f_{yk}$

ed un interasse massimo delle staffe pari a 0,75 d.

Nel caso dei pilastri (sezioni soggette a sforzo di presso-flessione) per le NTC occorre prevedere almeno 4 staffe al metro con passo non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre longitudinali. Il diametro minimo delle staffe deve essere non minore di 6 mm e di un quarto del diametro massimo delle barre longitudinali.

L'EC2 prescrive invece che il passo sia non minore delle seguenti misure:

- 20 volte il diametro delle barre longitudinali
- la dimensione minore del pilastro
- 30 cm

Dette misure vanno moltiplicate per 0,6 in prossimità dei nodi con travi superiori od inferiori per tratti di pilastro pari alla maggiore dimensione della sezione del pilastro.

In zona sismica le NTC prevedono per le travi, in aggiunta alle suddette prescrizioni, che alle due estremità collegate con pilastri (zone critiche) e per una lunghezza pari ad 1 (per CD"B") o 1,5 volte (per CD"A") l'altezza della sezione occorre prevedere staffe di contenimento il cui passo deve corrispondere alla più piccola delle seguenti quantità:

- un quarto dell'altezza utile della sezione (DC"A" e DC"B");
- 17,5 e 22,5 cm, rispettivamente per DC"A" e DC"B";
- 6 e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Con DC"A" si è indicata la classe di Alta duttilità; con DC"B" quella di Media duttilità.

E' importante notare che per le strutture in CD"A" le NTC e l'EC8 prevedono che nella verifica a taglio nelle zone critiche delle travi vada assunto sempre $\text{ctg } \theta = 1..$

Nelle zone critiche dei pilastri, almeno una barra longitudinale ogni due di quelle disposte sui lati deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B". Il diametro delle staffe di contenimento e delle legature deve essere non minore di 6 mm ed il loro passo deve essere non minore di:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per DC"A" e DC"B";
- 12,5 e 17,5 cm, rispettivamente per DC"A" e DC"B";
- 6 ed 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per DC"A" e DC"B".

Il programma tiene conto nel calcolo sia dell'area minima delle staffe al metro che del passo minimo delle staffe sulla base della indicazione, effettuata in input (nella scheda dei Dati generali), della sismicità e della posizione della sezione rispetto ai nodi di attacco (in zona critica o meno).

7 Stato limite ultimo per torsione

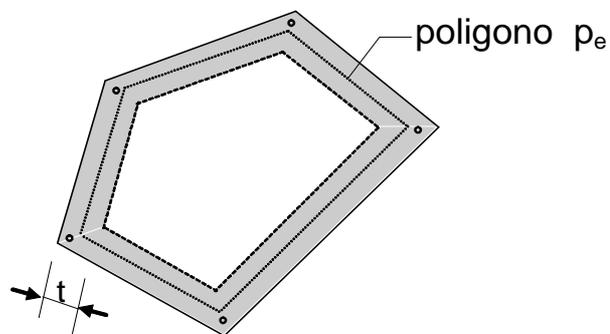
La sollecitazione di torsione, riferita ad una data sezione, è prodotta dall'eccentricità della risultante di taglio rispetto al centro di taglio della sezione medesima.

Quasi sempre la torsione rappresenta una sollecitazione secondaria in quanto non essenziale all'equilibrio della struttura allo stato limite ultimo.

In tal caso il calcolo torsionale delle sezioni non è necessario, essendo sufficienti le armature trasversali minime fissate dalle NTC ad evitare una eccessiva fessurazione prodotta dalla torsione di tipo secondario, conseguenza soprattutto delle deformazioni flessionali.

Il metodo di calcolo di seguito descritto è quello previsto dalle NTC in quanto riferibile a sezioni in c.a. piene o cave per le quali si possa ipotizzare un flusso anulare di tensioni tangenziali e, di conseguenza, si possa assumere un traliccio tubolare resistente in cui gli sforzi di trazione siano affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi obliqui di compressione alle bielle di conglomerato di parete.

Sono esplicitamente escluse dalla presente trattazione le sezioni costituite da profili sottili aperti e le sezioni pluriconnesse.



Con riferimento alla generica sezione poligonale di figura, si assume come spessore t della sezione cava equivalente il rapporto A_c/u dove A_c è l'area della intera sezione ed u è il suo perimetro. Se t risulta inferiore al copriferro misurato dal baricentro delle barre t va preso uguale a due volte detto copriferro. Nel caso in cui la sezione sia realmente cava, si assumerà nei calcoli lo spessore effettivo se questo risulta minore di t .

Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo i lati della sezione cava, ma comunque una barra deve essere sempre presente su tutti i suoi spigoli.

Verifica della resistenza

La verifica di resistenza a torsione semplice è soddisfatta se il momento torcente di calcolo T_{Ed} risulta non maggiore dei 3 seguenti momenti torcenti resistenti sviluppati dalle bielle di conglomerato e dalle armature trasversali e longitudinali:

$$\text{a) Conglomerato:} \quad T_{Rcd} = 2 A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg } \theta / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

$$\text{b) Staffe:} \quad T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot A_s / s \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg } \theta$$

$$\text{c) Armat. longit.:} \quad T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \Sigma A_l / u_m \cdot f_{yd} / \text{ctg } \theta$$

con:

A = area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

A_s = area della sezione di un braccio della staffa;

s = passo delle staffe;

ΣA_l = somma delle aree delle barre longitudinali;

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del conglomerato pari a:

$$f'_{cd} = 0,5 f_{cd} \text{ nelle NTC}$$

$$f'_{cd} = 0,7 (1 - f_{ck} / 250) \text{ nell'EC2 (con } f_{ck} \text{ in Mpa)}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = \text{tensione di calcolo delle staffe}$$

$\text{ctg } \theta$ = cotangente dell'inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave. Deve essere: $1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$;

7.1 Calcolo delle armature

A partire da una assegnata geometria della sezione il progetto condizionato delle armature viene effettuato mediante la preliminare verifica della resistenza a Torsione nelle bielle compresse di conglomerato assumendo un valore di $\text{ctg } \theta$ compreso nei limiti sopra indicati (nel programma tale valore è assegnabile nelle opzioni di calcolo):

$$T_{Ed} \leq T_{Rcd}$$

Se la disuguaglianza non è rispettata occorre ridimensionare la sezione risultando inutile calcolarne le armature.

Una volta verificato il conglomerato, si pongono entrambi i valori T_{Rsd} e T_{Rld} , che compaiono nelle espressioni b), c) del paragrafo precedente,

uguali a T_{Ed} . Si ottengono così il passo s delle staffe e l'area complessiva A_{sI} delle barre longitudinali.

Le staffe così calcolate vanno quindi sommate a quelle calcolate per taglio; le armature longitudinali a torsione vanno sommate a quelle resistenti a flessione e sforzo normale.

In presenza di torsione va assicurata la presenza di una quantità minima di staffe tale da soddisfare i due punti seguenti:

- La sezione complessiva delle staffe a metro lineare deve essere non inferiore a quella già indicata per il taglio.
- Il passo minimo delle staffe non deve essere inferiore a $1/8$ della lunghezza della linea media della sezione anulare resistente o della minore dimensione della sezione della trave.

7.2 Verifica in presenza di taglio

In caso di contemporanea presenza nella sezione di un momento torcente agente T_{Ed} e di uno sforzo tagliante V_{Ed} , si prescrive il rispetto della seguente relazione che esprime l'ipotesi di un dominio di interazione lineare (lato conglomerato compresso) tra i due sforzi:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

Il θ delle bielle compresse di conglomerato deve essere assunto un unico valore nella determinazione dei valori di resistenza a taglio e a torsione.

7.3 La torsione nel programma di calcolo

Per le sezioni predefinite il progetto delle staffe viene fatto congiuntamente per taglio e torsione e gli output del programma riportano i valori di tutti i relativi risultati.

Per le sezioni di forma poligonale generica come quelle trattate nei precedenti paragrafi le armature trasversali e longitudinali vanno, invece, calcolate separatamente a torsione ed a taglio e flessione e quindi sommate.

Nel caso in cui la resistenza a torsione T_{RC} lato calcestruzzo non risulti rispettata, il programma indica l'insufficienza della resistenza lato conglomerato e, quindi, la necessità di ridefinire nella scheda di input le dimensioni della sezione.

Nel caso delle sezioni predefinite il programma distribuisce le armature longitudinali a torsione tra tutti i lati della sezione. Nei due lati della sezione (superiore ed inferiore) in cui le medesime barre di armatura longitudinale sono interessate contemporaneamente dalle sollecitazioni di flessione e torsione viene operata la verifica a flessione escludendo dall'area delle barre l'aliquota strettamente necessaria alla resistenza a torsione.

Nel caso della sezione poligonale generica le barre longitudinali a torsione vengono distribuite lungo tutto il perimetro della sezione, fermo restando la prescrizione delle norme che fissa la dislocazione di una barra per ogni spigolo della sezione con un interasse massimo di cm 35 tra due barre consecutive.

Il programma controlla, inoltre, che il passo minimo delle staffe risulti $\leq 1/8$ della lunghezza della linea media della sezione anulare resistente.

8 Stato limite ultimo per instabilità

La valutazione di questo stato limite, causato dalla snellezza di elementi lineari compressi nell'ambito di telai in c.a., può essere stimato in generale solo a mezzo di un calcolo iterativo che determini le deformazioni e le sollecitazioni nella struttura, tenendo conto sia della non linearità geometrica (dovuta alle deformazioni del secondo ordine che incrementano gli sforzi), sia della non linearità meccanica (causata dal comportamento non lineare del conglomerato e dell'acciaio).

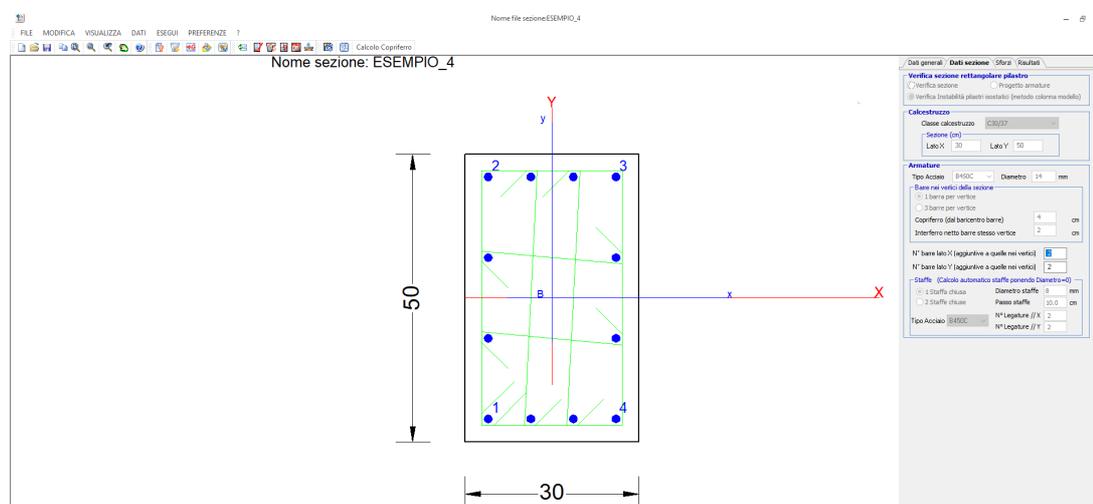
Nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite occorre, pertanto, verificare, per l'intera struttura e per le singole aste compresse, che non si verifichi il collasso per effetto delle seguenti cause:

- Eccesso di spostamento per divergenza d'equilibrio (collasso per instabilità)
- Rottura di una sezione (superamento delle deformazioni limite dei materiali) sottoposta agli sforzi calcolati tenendo conto degli effetti del secondo ordine.

Il cennato approccio generale è indispensabile per il calcolo "rigoroso" dei telai snelli a nodi spostabili ed esula dall'ambito in cui è stata sviluppata la presente trattazione riservata, esclusivamente, al calcolo delle sezioni.

Il metodo semplificato, illustrato nei paragrafi seguenti, risolve invece solo alcuni casi particolari facendo ricorso allo studio di una singola sezione.

L'input da effettuare può fare riferimento solo a sezioni rettangolari predefinite ed è illustrato dalla seguente figura:



8.1 Metodo della colonna modello

È un metodo approssimato applicabile ad una mensola isostatica (o ad essa riconducibile) del tipo di quella rappresentata in Fig. 5.13. Tale mensola deve possedere, inoltre, le seguenti caratteristiche:

- La sezione trasversale lungo l'intera lunghezza della mensola deve essere rettangolare o circolare nonché costante sia per geometria che per quantitativo e dislocazione delle armature.
- Lo sforzo normale N deve essere costante lungo l'asse della mensola.

Sia valida l'ipotesi di una deformata di tipo sinusoidale per cui la freccia massima δ in sommità sia funzione lineare della curvatura $1/r$ della sezione di incastro:

$$\delta = \frac{4 L^2}{\pi^2} \left(\frac{1}{r} \right) \quad (1)$$

Il momento del secondo ordine nella sezione di base avente curvatura massima pari a $1/r$ può, pertanto, scriversi (ponendo $\pi^2 \cong 10$):

$$M_{II} = N \cdot \delta = 0,4 N \cdot L^2 (1/r) \quad (2)$$

Indicando con M_I il momento flettente del primo ordine, il momento totale alla base della mensola può scriversi:

$$M = M_I + M_{II} \quad (3)$$

La condizione di equilibrio della sezione d'incastro impone che il momento esterno fornito dalla (3) sia equilibrato da quello interno, il cui andamento è dato dal diagramma momenti-curvature, da determinarsi a sforzo normale costante pari ad N (sforzo normale di calcolo).

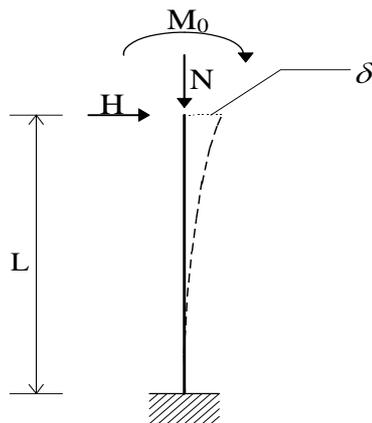


Fig. 1

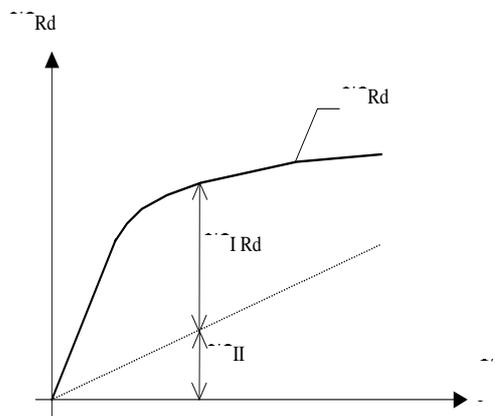


Fig 2

Riportando in tale diagramma $M - 1/r$, rappresentato in Fig. 2, la retta (2) rappresentativa del momento del secondo ordine, risulta immediato individuare il massimo momento del primo ordine M_{IRd}^{\max} disponibile per l'assorbimento della sollecitazione di calcolo. Esso va localizzato in corrispondenza della curvatura in cui la differenza tra l'ordinata M_{Rd} del momento resistente e quella della retta M_{II} (momento del secondo ordine) raggiunge il suo massimo valore.

Il momento del primo ordine M_I , riferito alla sezione critica d'incastro sulla base delle azioni di breve durata più sfavorevoli H, M_0, N , è dato da:

$$M_I = M_0 + H L + N e_{ni}$$

dove:

$e_{ni} = l_0 / 300$ = eccentricità non intenzionale della forza assiale da assumere in ogni caso in misura non inferiore a 2 cm e a 0,05 volte l'altezza h della sezione (l_0 = lunghezza di libera inflessione).

8.2 Snellezza limite per pilastri singoli

Secondo l'EC2 vanno considerati snelli i pilastri a sezione ed armatura costanti caratterizzati da una snellezza massima λ non minore della snellezza limite λ^* nella direzione d'inflessione considerata:

$$\lambda = l_0 / i \geq \lambda^*$$

in cui:

$$\lambda^* = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})}}$$

l_0 = lunghezza di libera inflessione nella direzione considerata;

i = raggio giratore d'inerzia corrispondente della sezione di solo conglomerato (non fessurato) nella direzione considerata;

A_c = area della sezione di conglomerato (in mm²);

N_{Ed} = sforzo normale di calcolo;

$A = 1/(1+0,2 f_{ef})$: se f_{ef} (coeff. viscosità) non è noto si può porre $A=0,7$;

$B = \sqrt{1+2 \omega}$: se ω (rapp.meccanico armatura) non è noto porre $B=1,1$;

$C = 1,7 - M_{01}/M_{02}$ dove M_{01} e M_{02} sono i momenti alle estremità dell'asta;

se M_{01}/M_{02} non è noto si può porre $C=0,7$

Le NTC semplificano la sopra riportata formulazione di λ^* ponendo senz'altro $A=0,7$ e $B=1,1$:

$$\lambda^* = 15,4 \cdot \frac{C}{\sqrt{N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})}}$$

Nel programma viene assunto il valore minimo di $C=0,7$ e pertanto la snellezza limite assume ivi il valore di:

$$\lambda^* = \frac{10,78}{\sqrt{N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})}}$$

Per snellezze inferiori a λ^* la verifica del pilastro può essere, pertanto, condotta semplicemente a presso-flessione, facendo salva la minima eccentricità non intenzionale e_{ni} .

Snellezze superiori a $3 \lambda^*$ vanno escluse dall'ambito di applicabilità del metodo della colonna modello e vanno, eventualmente, valutate con particolari cautele di progettazione e di calcolo.

8.3 calcolo del diagramma $M - 1/r$

Il metodo della colonna modello consiste, quindi, essenzialmente in una verifica della sezione (che va predimensionata anche nelle armature) da operarsi mediante la costruzione del diagramma momenti-curvature con cui valutare il momento resistente massimo disponibile M_{IRd}^{max} del primo ordine, da confrontare col momento del primo ordine. Cioè, la verifica dello stato limite ultimo di instabilità è soddisfatta se:

$$M_1 \leq M_{IRd}^{max}$$

Il procedimento assume per il conglomerato e per l'acciaio gli stessi legami costitutivi utilizzati per il calcolo di resistenza allo stato limite ultimo per sforzo normale e flessione. Anche per l'integrazione numerica delle tensioni sulla sezione sono impiegate le stesse procedure illustrate per la verifica delle sezioni.

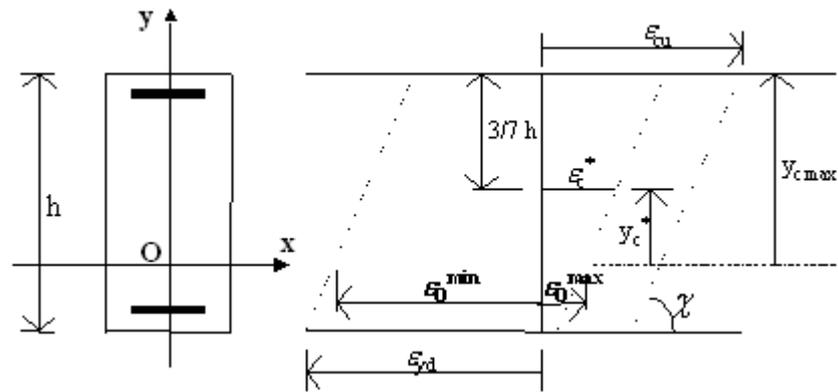
Il diagramma momenti-curvature $M - (1/r)$ viene individuato per punti discreti in corrispondenza di un sufficiente numero di valori della curvatura. Per ognuno di detti valori si effettua un procedimento iterativo a tentativi convergenti volto a determinare il corrispondente valore del momento (con lo sforzo normale sempre uguale a quello corrispondente alla combinazione di calcolo).

Vengono dapprima calcolati il momento ultimo e la corrispondente curvatura ultima per l'assegnato sforzo normale. Limitando qui la descrizione al solo ramo del diagramma a curvature positive, l'intervallo tra la curvatura 0 e quella ultima c_u viene diviso in 60 o più intervalli (fino a 120) D_c tutti uguali tra loro.

Per ognuno dei valori di curvatura c così prefissati viene fatta variare passo a passo la deformazione unitaria ϵ_0 valutata in corrispondenza dell'origine degli assi del riferimento assunto per la sezione. Con riferimento al grafico in figura, vanno, anzitutto, definiti, per la data curvatura c di calcolo, gli estremi ϵ_{0min} ed ϵ_{0max} di variabilità della deformazione:

$$\epsilon_0^{min} = \epsilon_{yd} - \chi y$$

$$\epsilon_0^{max} = \min \begin{cases} \epsilon_{cu} - \chi y_{cmax} \\ \epsilon_c^* - \chi y_c^* \end{cases}$$



Fissato, così, l'intervallo di variabilità della deformazione unitaria all'altezza della fibra corrispondente all'origine O degli assi (generici) di riferimento della sezione, si procede all'integrazione delle tensioni sulla sezione secondo il metodo della bisezione, fino a quando viene raggiunto lo sforzo normale di progetto. Il corrispondente momento flettente costituisce la ricercata ordinata corrispondente alla curvatura assegnata.

9 Stati limite di esercizio (SLE)

Poichè programma tratta solo sezioni in c.a. normale sono state sviluppate procedure numeriche relative ai seguenti stati di limite di esercizio di più frequente valutazione per tali sezioni:

- Verifiche delle tensioni normali di esercizio
- Verifiche di fessurazione
- Verifiche di deformabilità

9.1 Azioni di progetto

Per la valutazione degli stati limite di esercizio le NTC prescrivono (§2.5.3) tre differenti tipi di combinazioni di carico sulla base delle quali effettuare il calcolo degli effetti in esercizio (nelle seguenti formule simboliche non sono riportati i termini relativi alla forza di precompressione):

Combinazioni rare:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Combinazioni frequenti:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazioni quasi permanenti:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

essendo :

G_1 il valore caratteristico del peso proprio strutturale

G_2 il valore caratteristico dei carichi permanenti (non strutturali)

Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione

Q_{ik} il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti

ψ_{0i} coefficiente per definire azioni variabili con frattile 0,95 dei valori rari delle azioni variabili

ψ_{1i} coefficiente per definire i valori frequenti delle azioni variabili

ψ_{2i} coefficiente per definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili

In mancanza di informazioni adeguate le NTC consentono l'attribuzione ai suddetti coefficienti i seguenti valori:

AZIONE	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Carichi variabili nei fabbricati per:			
Uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Uffici e negozi	0,7	0,6	0,3
Autorimesse	0,7	0,7	0,6
Vento, neve	0,7	0,2	0,0

9.2 Condizioni ambientali

Il calcolo degli stati limite di esercizio essendo prevalentemente rivolto alla tutela della durabilità strutturale, va sempre preliminarmente riferito ad una delle seguenti condizioni ambientali in cui può trovarsi la struttura:

- Ordinarie, caratterizzate da umidità relativa non elevata o da umidità relativa elevata per brevi periodi.
- Moderatamente aggressive, caratterizzate da elevata umidità relativa in assenza di vapori corrosivi.
- Molto aggressive, caratterizzate dalla presenza di liquidi o aeriformi particolarmente corrosivi.

La tabella 4.1.III delle NTC indicano la corrispondenza tra le suddette tre condizioni e le classi di esposizione definite nelle Linee guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

A seconda del tipo di condizioni ambientali prescelto le norme forniscono i limiti massimi dell'ampiezza delle fessure.

9.3 Tensioni normali

In linea generale il calcolo delle tensioni in esercizio è alquanto complesso dovendo tenere conto non solo delle combinazioni dei carichi esterni sopra definite, ma anche, se necessario, degli effetti della viscosità, del ritiro, delle variazioni termiche e delle deformazioni impresse di altra origine (cedimenti vincolari, etc.).

Sulla base delle azioni di progetto rare e quasi permanenti SLE vanno calcolate e tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio che devono essere inferiori ai limiti imposti dalle NTC nel § 4.1.2.2.5 ($0.6 f_{ck}$ per comb. rare $0.45 f_{ck}$ per comb. quasi permanenti e $0.80 f_{yk}$ per l'acciaio).

La circolare NTC indica che per azioni di breve durata (comb. rare) il calcolo può essere effettuato con il metodo n in cui il coeff. di omogeneizzazione è ottenuto dal rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio $E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2$ e quello medio del calcestruzzo E_c dato dalla (11.2.5) delle NTC (ad esempio per un calcestruzzo C25/30 si ha $n=2100000/314750 = 6.67$). Nel programma il coefficiente n può essere immesso direttamente nell'archivio dei materiali in corrispondenza della classe di calcestruzzo di interesse.

Per le azioni di lunga durata (comb. quasi permanenti) può essere impiegato (se si ritiene possibile un'unica verifica indipendente dal tempo) il metodo n con $n=15$; in caso contrario va effettuato un calcolo in cui venga preso in conto il coeff. di viscosità F definito nel §11.2.10.7 delle NTC.

Il presente programma è in grado di eseguire il calcolo delle tensioni con i due seguenti due metodi:

- Metodo semplificato: viene utilizzato il coeff. di omogeneizzazione n (da settare nell'archivio dei dati materiali) sia per comb. rare che quasi permanenti.
- Metodo AAEM tiene conto sia del coeff. di viscosità F che del coeff. di ritiro. Il metodo EM è visto dal programma come un caso particolare del metodo AAEM.

9.3.1 Metodo semplificato

Allo scopo di evitare fenomeni di microfessurazione che riducono la durabilità, vanno in ogni caso limitate le massime tensioni di compressione nel conglomerato, sotto le combinazioni di carico rare, entro il limite: $s_c < 0.60 \cdot f_{ck}$

Analoga limitazione: $s_c < 0.45 \cdot f_{ck}$ va garantita sotto le combinazioni quasi permanenti allo scopo di evitare deformazioni viscosse eccessive o non prevedibili con calcolo lineare.

Indipendentemente dal tipo di condizione ambientale assunta, la tensione di trazione nelle armature ordinarie in combinazione rara non deve superare $0,80 \cdot f_{ck}$. Questa limitazione è volta principalmente ad evitare

che, in conseguenza di un calcolo operato con redistribuzione dei momenti flettenti allo stato limite ultimo (come quello consentito per le travi continue o alle travi di telai a nodi fissi), i momenti flettenti in combinazione rara producano lo snervamento dell'acciaio in esercizio.

Il programma, a scelta dell'utente, fissa due modalità di calcolo delle tensioni in ogni data sezione (selezionabili nelle opzioni di calcolo dei Dati Generali):

- Calcolo tensioni e ampiezza delle fessure in sezione sempre fessurata (scelta di default)
- Calcolo in sezione omogenea non fessurata (con cls. reagente sia a trazione che a compressione) nel caso in cui, in nessuna combinazione di esercizio, la tensione di trazione risulti inferiore a f_{ctm} .
- Calcolo in sezione sempre fessurata se la precedente circostanza non sia verificata.

Per il calcolo delle tensioni in combinazione quasi permanente la norma dà la possibilità di un calcolo semplificato omogeneizzando le armature con $n = 15$. Tale semplificazione equivale a considerare un effetto viscoso forfettizzato nel coefficiente n , trascurando il ritiro e le altre possibili coazioni impresse, fronteggiate in maniera indiretta dai minimi d'armatura fissati in normativa.

9.3.2 Metodo AAEM

Il calcolo delle tensioni in esercizio svolto col metodo semplificato illustrato in precedenza è in genere sufficiente a descrivere lo stato tensionale in esercizio di sezioni in c.a. normale prevalentemente inflesse e fessurate.

In presenza di sforzo normale di compressione come nel caso dei pilastri e, di norma, nel caso di sezioni precomprese, si impone spesso una valutazione più accurata delle tensioni e delle deformazioni lente dovute alla viscosità ed al ritiro.

Le norme italiane non indicano una specifica modalità di calcolo per tale valutazione limitandosi a fornire unicamente i coefficienti di viscosità e ritiro (§11.2.10.7 e §11.2.10.6 NTC).

Tratteremo di seguito il metodo **AAEM** (*Age Adjusted Effective Modulus*) che rappresenta lo stato dell'arte nelle applicazioni tecniche.

Nell'ambito delle sezioni in c.a. normale qui trattate, questo metodo appare oggi il più rapido per una attendibile valutazione delle deformazioni viscoso e da ritiro, anche nel caso di sezioni fessurate. Nel

presente paragrafo verrà esposto il calcolo delle tensioni con il metodo **AAEM** prescindendo, nel caso di sezioni fessurate, dal tension stiffening e, quindi, dal connesso calcolo di deformazione. Tale aspetto deformativo, che coinvolge anche la valutazione dell'apertura delle fessure, verrà affrontato nell'ambito del calcolo delle deformazioni.

Il metodo **AAEM** si basa su di un duplice calcolo della sezione:

- calcolo delle tensioni istantanee al tempo iniziale t_0 di messa in carico
- calcolo delle variazioni delle tensioni per viscosità e ritiro che intervengono dal tempo t_0 al tempo successivo t (in genere a tempo infinito) mediante un'unica valutazione incrementale che utilizza per il conglomerato un particolare modulo elastico lineare corretto da applicare unicamente agli incrementi tensionali e deformativi che si sviluppano successivamente alla messa in carico.

Nella formulazione del metodo A.A.E.M. che verrà esposta nel seguito, si fa l'ipotesi che le sollecitazioni nella sezione (flessione e sforzo normale) restino costanti nel tempo. Tale ipotesi è a rigore lecita solo per strutture isostatiche, mentre per quelle iperstatiche essa conduce a risultati solo approssimati, a meno di non mettere in conto gli incrementi di sollecitazione prodotti dalle variazioni delle reazioni vincolari dovute agli effetti differiti (tali reazioni iperstatiche possono ottenersi in generale solo mediante un calcolo non lineare ed iterativo, in funzione della deformazione finale visco-elastica dell'intera struttura, a priori incognita). Si consideri, ad esempio, un'asta in c.a. isostatica che ad un certo istante iniziale t_0 sia sottoposta ad una delle combinazioni di esercizio (tipicamente del tipo quasi permanente). Le sollecitazioni N , M_x , M_y che si sviluppano in ogni sezione in conseguenza della combinazione all'atto dell'applicazione dei carichi determinano un campo di tensioni iniziali s_0 nel calcestruzzo e nell'acciaio. Col passare del tempo, pur rimanendo le sollecitazioni applicate costanti, si assiste ad una progressiva variazione delle tensioni e delle deformazioni nei due materiali prodotta dal ritiro e dalla viscosità del calcestruzzo.

Per poter calcolare tale redistribuzione delle tensioni in un generico istante $t > t_0$ è preliminarmente necessario stabilire una idonea modellazione del ritiro e della viscosità. Tale modellazione è operata a mezzo dei seguenti parametri reologici:

Funzione ritiro: il ritiro è dovuto principalmente all'essiccamento ed alla carbonatazione del calcestruzzo nella fase di maturazione. Esso produce un graduale accorciamento del materiale, che, in assenza di vincoli ed

armature, è definito dalla funzione ritiro espressa di solito sulla base delle età t_0 e t poste come riferimenti iniziale e finale in cui si vuole valutare la deformazione unitaria libera:

$$e_{cs} = e_{cs}(t, t_0)$$

Il ritiro dipende, inoltre, dalla forma della sezione, dall'umidità relativa ambientale e dalle caratteristiche intrinseche del materiale. Le NTC forniscono, tra l'altro, i valori finali del ritiro (a tempo infinito) e $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ da utilizzarsi in mancanza di sperimentazione diretta.

Viscosità: la viscosità del calcestruzzo viene descritta, in assenza di vincoli ed armature (viscosità intrinseca), a mezzo del coefficiente $f(t, t_0)$ definito come rapporto tra la deformazione unitaria al tempo t e la deformazione elastica istantanea in un provino soggetto ad una tensione costante s_0 applicata al tempo t_0 :

$$f(t, t_0) = s_0 / e_0 \quad (1)$$

$$\text{con } e_0 = s_0 / E_c(t_0) \quad (2)$$

$$E_c(t_0) = \text{modulo elastico al tempo } t_0$$

La teoria elasto-viscosa lineare, impiegata nella presente procedura, è valida per un livello tensionale non superiore al 40,45% di f_{ck} ; al di sotto di tale livello il modulo elastico E_c viene considerato ancora costante (indipendente dalla tensione applicata, ma variabile nel tempo). Il valore di f è maggiore se l'età t_0 dell'applicazione della tensione costante σ_0 è minore, e si incrementa all'aumentare dell'intervallo temporale $(t-t_0)$ in cui detta tensione resta costante. Come per il ritiro, la funzione f di viscosità dipende dalla geometria della sezione, dall'umidità e dalla qualità del conglomerato.

Valori finali $f(t, t_0)$ sono forniti dalle NTC in assenza di sperimentazione diretta (§11.2.10.7). Nell'apposito programma di servizio vengono illustrate formule per il calcolo dei valori di f al tempo t generico, anch'esse implementate nel già citato programma di servizio.

Esplicitando dalla (1) la deformazione al tempo t , ed esprimendo e_0 in funzione della tensione applicata (2), si ha:

$$e(t, t_0) = s_0 [1 + f(t, t_0)]$$

Se, a partire dall'istante t_0 di applicazione della tensione σ_0 , si ha una graduale riduzione di tensione ds , il principio di sovrapposizione consente di esprimere la deformazione al tempo t , come segue (comprendendo anche il ritiro):

$$e(t) = e_{cs}(t, t_0) + s_0 [1 + f(t, t_0)] / E_c(t_0) + E_c(t) [1 + f(t, \tau)] ds \quad (3)$$

Il coefficiente di invecchiamento c

Le notevoli difficoltà connesse all'integrazione dell'equazione integro-differenziale (3) sono evitate sostituendo alla effettiva storia di carico $\sigma(t)$, un unico incremento di tensione $\Delta\sigma$ ed un coefficiente di viscosità $f(t, t_0)$ ridotto a mezzo del cosiddetto coefficiente di invecchiamento $c = c(t, t_0)$:

$$e(t) = s_0 [1 + f] / E_c(t_0) + \Delta s(t) [1 + c f] / E_c(t_0) + e_{cs} \quad (4)$$

La (4) consente di algebrizzare l'equazione integro-differenziale (3) sotto la condizione, dimostrata da Z.P. Bazant (1972), che la storia di $e(t)$ sia affine alla funzione $(1+f)/E_c$, condizione che in pratica si verifica in molti casi.

Il valore di $c(t, t_0)$ ha come limiti estremi di variabilità i valori di 0,5 a 1 e può essere calcolato per t e t_0 generici. Nella gran parte dei problemi pratici interessa solo il valore finale $c(t_\infty, t_0)$, che per t_0 maggiore di 15 giorni può essere assunto sempre pari a 0,8. Il CEB "1990" Model Code ne propone un valore approssimato funzione solo dell'età t_0 di messa in carico:

$$c(t_\infty, t_0) = c(t_0) = \frac{\sqrt{t_0}}{1 + \sqrt{t_0}}$$

Poichè c è coefficiente moltiplicativo di f , il cui valore esatto è di difficile determinazione, una grande accuratezza nella valutazione di c può essere giustificata solo in rari casi e per opere di importanza non corrente.

Modulo di elasticità corretto

Introducendo nella (4) il modulo elastico cosiddetto "corretto per l'età" del conglomerato definito dalla:

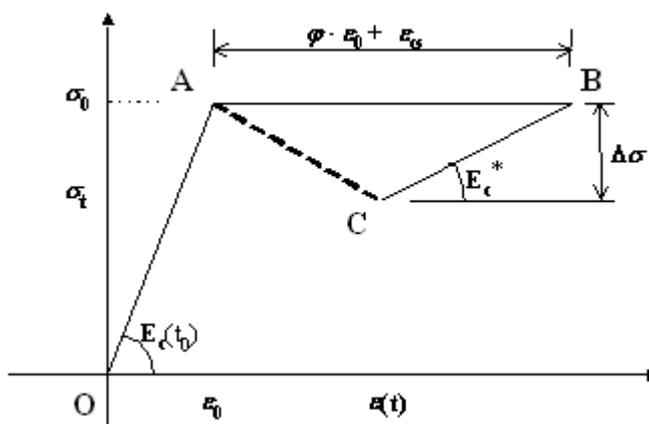
$$E_c^*(t, t_0) = E_c(t, t_0) / (1 + c \cdot f) \quad (5)$$

si ha:

$$e(t) = s_0 [1 + f] / E_c(t_0) + \Delta s(t) / E_c(t, t_0) + e_{cs}(t, t_0) \quad (6)$$

La (6) è alla base del metodo AAEM per il calcolo delle sezioni e delle strutture in c.a. in fase elasto-viscosa lineare. La (6) è suscettibile della rappresentazione grafica sotto rappresentata in cui la tensione rappresentativa della compressione del calcestruzzo subisce un primo incremento O-A per effetto dell'applicazione istantanea delle sollecitazioni

cui corrisponde nella (6) la deformazione elastica iniziale $e_0 = s_0 / E_c(t_0)$ contenuta nel primo addendo. Il tratto orizzontale A-B corrisponde all'applicazione delle distorsioni libere per viscosità e ritiro che si sviluppano nell'intero periodo $t-t_0$, costituite dalla deformazione unitaria per ritiro $e_{cs}(t,t_0)$ e da quella viscosa $s_0 \cdot f(t,t_0) / E_c(t_0)$ contenuta pure nel primo addendo della (6). Il tratto B-C corrisponde al secondo addendo della (6) ed equivale ad una seconda soluzione elastica ottenuta con il modulo elastico corretto per l'età E_c^* .



Il calcolo delle tensioni col metodo AAEM

Si consideri una generica sezione costituita da uno o più domini di conglomerato anche di differente resistenza, modulo elastico e caratteristiche reologiche, la cui geometria sia rappresentata nella modalità più generale descritta nei precedenti capitoli.

Si è già detto che il metodo AAEM prevede due distinte fasi di calcolo, la prima relativa ai soli effetti istantanei, la seconda ai soli effetti differiti. Sotto l'azione di una delle combinazioni di carico di esercizio la sezione è soggetta, al tempo t_0 di messa in carico, alle sollecitazioni N, M_x, M_y cui corrispondono le deformazioni a_0, b_0, c_0 deducibili dalla risoluzione iterativa del sistema lineare (7), nei cui coefficienti (6) i moduli elastici E_{cj} sono quelli al tempo t_0 . Per le barre d'armatura il modulo elastico viene assunto costante per entrambe le fasi di calcolo e pari al valore E_s . Calcolate le deformazioni istantanee a_0, b_0, c_0 , sono immediatamente determinabili le tensioni (3) in ogni punto della sezione.

La seconda fase del procedimento consiste nel calcolare le variazioni delle deformazioni $\Delta a_0, \Delta b_0, \Delta c_0$ che intervengono gradualmente nella sezione dal tempo t_0 al tempo finale t per effetto del ritiro e della viscosità in costanza delle sollecitazioni N, M_x, M_y .

Le coazioni nel generico dominio j di calcestruzzo sono descritte mediante i coefficienti $f_j(t,t_0), c_j(t,t_0), e_{cs}(t,t_0), E_c^*(t,t_0)$ precedentemente introdotti.

La tecnica di rilassamento impiegata (vedasi al riguardo [5],[6]) consiste anzitutto nel calcolo degli sforzi di incastro perfetto N^* , Mx^* , My^* da applicare alla sezione per impedirne ogni deformazione causata dai fenomeni reologici. Si considerino, a tal fine, i singoli domini (sottosezioni) privi di congruenza reciproca e di ogni aderenza con le barre di armatura. Il generico dominio j presenterebbe, in siffatta ipotesi, al tempo t le seguenti deformazioni di sottosezione:

$$\begin{aligned}\Delta a_j &= f_j(t, t_0) \cdot a_0 \\ \Delta b_j &= f_j(t, t_0) \cdot b_0 \\ \Delta c_j &= f_j(t, t_0) \cdot c_0 + e_{cs_j}(t, t_0)\end{aligned}\quad (7)$$

Gli sforzi N^* , Mx^* , My^* si ottengono applicando le (6) al solo conglomerato reagente con modulo elastico corretto per l'età $E_{cj}^* = E_{cj}^*(t, t_0)$:

$$\begin{aligned}N^* &= \sum_j E_{cj}^* A_{cj} \Delta c_j + \sum_j E_{cj}^* Sx_{cj} \Delta b_j + \sum_j E_{cj}^* Sy_{cj} \Delta a_j \\ Mx^* &= \sum_j E_{cj}^* Sx_{cj} \Delta c_j + \sum_j E_{cj}^* Jx_{cj} \Delta b_j + \sum_j E_{cj}^* Jxy_{cj} \Delta a_j \\ My^* &= \sum_j E_{cj}^* Sy_{cj} \Delta c_j + \sum_j E_{cj}^* Jxy_{cj} \Delta b_j + \sum_j E_{cj}^* Jy_{cj} \Delta a_j\end{aligned}\quad (8)$$

o, in notazione matriciale:

$$\begin{vmatrix} N^* \\ Mx^* \\ My^* \end{vmatrix} = \sum_j E_{cj}^* \begin{vmatrix} A_{cj} & Sx_{cj} & Sy_{cj} \\ Sx_{cj} & Jx_{cj} & Jxy_{cj} \\ Sy_{cj} & Jxy_{cj} & Jy_{cj} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \Delta c_j \\ \Delta b_j \\ \Delta a_j \end{vmatrix}\quad (9)$$

Per ripristinare la congruenza nella sezione complessiva, nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane anche durante la fase viscosa, occorre applicare le azioni di incastro perfetto all'intera sezione (cioè ai vari domini di conglomerato più le armature). Ciò si ottiene applicando ancora la (7) del capitolo delle Tensioni Ammissibili in cui si ponga $E_{cj} = E_{cj}^*$:

$$\begin{vmatrix} N^* \\ Mx^* \\ My^* \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} A & Sx & Sy \\ Sx & Jx & Jxy \\ Sy & Jxy & Jy \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \Delta c_0 \\ \Delta b_0 \\ \Delta a_0 \end{vmatrix}\quad (10)$$

Finalmente note le incognite Δa_0 , Δb_0 , Δc_0 , la variazione di tensione nell'intervallo temporale $t-t_0$ si ottiene dalla (4) applicata per il generico punto di coordinate x, y del dominio j :

$$\Delta s_j = E_{cj}^* \Delta e_{cj} - E_{cj}^* (f_j \cdot e_0 + e_{csj})$$

dove:

$$\Delta e_{cj} = \Delta a_0 \cdot x + \Delta b_0 \cdot y + \Delta c_0$$

$$e_0 = a_0 \cdot x + b_0 \cdot y + c_0$$

La deformazione totale della sezione al tempo t risulta infine:

$$\begin{aligned} a_{tot} &= a_0 + \Delta a_0 = \chi_{y \text{ tot}} \\ b_{tot} &= b_0 + \Delta b_0 = \chi_{x \text{ tot}} \end{aligned} \quad (11)$$

$$c_{tot} = c_0 + \Delta c_0 = e_{\text{Origine}}$$

Tali coefficienti definiscono, altresì, la posizione finale dell'asse neutro delle deformazioni di equazione :

$$a_{tot} x + b_{tot} y + c_{tot} = 0$$

Le tensioni totali finali nel conglomerato sono (vedi figura):

$$s_{tot} = s_t = s_0 + \Delta s$$

Le tensioni finali nella generica barra d'acciaio i di coordinate x_i, y_i :

$$s_{i \text{ tot}} = s_{i0} + \Delta s_i$$

con:

$$s_{i0} = E_s (a_0 \cdot x_i + b_0 \cdot y_i + c_0)$$

$$\Delta s_i = E_s (\Delta a_0 \cdot x_i + \Delta b_0 \cdot y_i + \Delta c_0)$$

Parzializzazione della sezione

Le tensioni in esercizio calcolate con il procedimento appena descritto sono ottimamente approssimate nel caso in cui per la data combinazione degli sforzi N, M_x, M_y , la sezione risulti interamente compressa (è ad esempio il caso della presso-flessione con piccola eccentricità nei pilastri). In questo caso anche le deformazioni (11) possono essere considerate attendibili ai fini della determinazione delle frecce e delle rotazioni dell'elemento strutturale cui la sezione appartiene.

Nel caso in cui in un punto qualsiasi della sezione venga superata la resistenza a trazione per flessione f_{cfm} , verrà considerata reagente la sola parte compressa della sezione di conglomerato che, in zona tesa, pertanto, non potrà assorbire alcuna tensione di trazione. In tale evenienza viene introdotta la seguente ulteriore ipotesi semplificativa (cfr. [7]):

durante l'intera seconda fase viscosa (da t_0 a t) si considera reagente la sola parte della sezione compressa al tempo t_0 di messa in carico, sebbene, per effetto del ritiro e della viscosità, l'asse neutro delle tensioni

tenda a spostarsi. L'errore che così si introduce è in genere piccolo in quanto si trascurano le tensioni di compressione che tendono a svilupparsi nelle adiacenze dell'asse neutro e che proprio per tale vicinanza sono di piccola entità. La semplificazione di calcolo è, invece, notevole se si pensa che per il calcolo dell'incremento tensionale e deformativo non occorre più impiegare un metodo iterativo, in quanto, restando fissata al tempo t_0 la sezione resistente di calcolo, diventa lecita la sovrapposizione immediata delle tensioni in ogni punto di tale iniziale sezione reagente.

E' importante notare che, sempre nel caso di sezioni fessurate, le deformazioni della sezione prima considerate nel calcolo (sia al tempo t_0 che al tempo t) non sono utilizzabili per un calcolo di deformazione dell'asta di appartenenza della sezione, essendosi trascurato nel procedimento sin qui esposto (finalizzato al solo calcolo delle tensioni) l'effetto irrigidente (tension stiffening) del conglomerato teso compreso tra due qualunque sezioni fessurate consecutive.

Il calcolo delle deformazioni in presenza di viscosità, ritiro e fessurazione verrà affrontato nel paragrafo relativo allo stato limite di deformazione sulla base di un metodo proposto da A. Ghali e R. Favre in [7] ma che in pratica è pienamente concordante con le NTC ed EC2 .

Implementazione del metodo AAEM nel programma di calcolo

E' importante notare che operando col metodo semplificato si ottiene dalla elaborazione un solo risultato in quanto la normativa fissa un unico "modulo efficace" per il conglomerato ($E_c = E_s / n$), mentre col metodo AAEM occorre in ogni caso fissare i moduli elastici e i parametri reologici dei materiali, che variano a seconda delle condizioni ambientali e del tipo di determinazione effettuata. Le tensioni e deformazioni calcolate perdono, di conseguenza, di univocità a causa dell'assenza, in normativa, di parametri meccanici e reologici di tipo convenzionale tali da rendere possibile il confronto delle tensioni e dell'apertura delle fessure.

In altre parole l'enorme variabilità della redistribuzione delle tensioni in dipendenza dei valori assunti per il coefficiente di viscosità e di ritiro rende aleatorio il confronto con i valori limite delle tensioni e dell'apertura delle fessure fissate nelle NTC.

A differenza del metodo semplificato i valori dei moduli elastici del conglomerato e dell'acciaio che intervengono nel calcolo vengono prelevati direttamente dall'archivio materiali (il modulo elastico del conglomerato E_{cm} in archivio si riferisce a quello istantaneo all'atto dell'applicazione del carico). Ciò vale anche per il coefficiente di viscosità $f_j(t, t_0)$, per il coefficiente di invecchiamento $c_j(t, t_0)$, il ritiro unitario $e_{cs_j}(t, t_0)$,

la resistenza media a trazione f_{ctm} ed i prodotti tra coefficienti $b_1 \cdot b_2$ di *tension stiffening*.

La verifica delle tensioni viene effettuata a sezione interamente reagente nel caso in cui in nessuna combinazione di esercizio venga superata la massima resistenza a trazione f_{ctm} . Nell'eventualità contraria la verifica delle tensioni verrà effettuata senza tenere in alcun conto tale resistenza a trazione.

Il calcolo dell'apertura delle fessure e della deformazione della sezione sono, invece, effettuate tenendo conto della collaborazione del calcestruzzo teso (*tension stiffening*) così come verrà illustrato nei successivi paragrafi.

9.3.3 Metodo EM

Si consideri la relazione di base del metodo AAEM illustrata nel precedente paragrafo:

$$E_c^*(t, t_0) = E_c(t, t_0) / (1 + c \cdot f) \quad (5)$$

Il metodo EM (Effective Modulus o metodo del modulo efficace) non è altro che una semplificazione della (5) in cui il coefficiente di invecchiamento c risulta sempre pari ad 1:

$$E_c^*(t, t_0) = E_c(t, t_0) / (1 + f) \quad (6)$$

A causa della dell'incertezza della valutazione dei parametri meccanici (vedi [9]) la differenza numerica e di affidabilità tra i due metodi è minima per cui sembrerebbe inutile la trattazione svolta nel precedente paragrafo rispetto a quella più snella consentita dalla (6). In realtà il vantaggio del metodo AAEM consiste nel poter tener conto contemporaneamente del ritiro mentre utilizzando il metodo EM l'effetto del ritiro deve essere calcolato separatamente con altro procedimento (vedi [9]).

9.4 Ampiezza delle fessure

Allo stato attuale delle conoscenze appare opportuno limitare l'apertura (o ampiezza) delle fessure in rapporto all'aggressività dell'ambiente, onde contrastare, unitamente al ricoprimento delle barre di armatura, la corrosione delle stesse.

Oltre alla suddetta esigenza di durabilità, la limitazione dell'entità delle fessure può essere importante per necessità di tipo estetico, o di tenuta stagna (per vasche e serbatoi si può evitare quasi sempre la posa di uno

strato impermeabile se si contiene l'ampiezza delle fessure a non più di 0,1 mm).

Non verranno qui esaminati gli stati limite di decompressione e di formazione delle fessure, in quanto essi interessano essenzialmente le strutture precomprese.

Anche se il calcolo diretto dell'apertura delle fessure è poco sicuro dato il carattere altamente aleatorio della fessurazione, le NTC lo richiede espressamente indicando i valori nominali ($w_1=0,2$ mm; $w_2=0,3$ mm; $w_3=0,4$ mm) da non superare in funzione delle condizioni ambientali, della combinazione di carico e della sensibilità delle armature.

Per le armature poco sensibili, quali quelle impiegate nelle strutture in c.a. normale, le NTC fissano i seguenti valori limite all'apertura delle fessure in funzione delle condizioni ambientali e della combinazione delle azioni:

Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Apertura fessure w_m
a - ordinarie	frequente	$\leq w_3$
	quasi permanente	$\leq w_2$
b – moderatam. aggressive	frequente	$\leq w_2$
	quasi permanente	$\leq w_1$
c - molto aggressive	rara	$\leq w_1$
	frequente	$\leq w_1$

I prescelti valori nominali non devono essere superati da quelli di calcolo da valutare nella zona di efficacia delle armature, e forniti dalla:

$$w_d = 1,7 w_m \quad (4.1.38)$$

NTC
in cui:

$$w_m = \varepsilon_{sm} D_{rm} = \text{valore medio apertura} \quad (4.1.39)$$

NTC

ε_{sm} = deformazione media delle barre

D_{rm} = distanza media tra le fessure

Le NTC 2018 richiedono che per il calcolo dei suddetti valori vadano utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

Il programma consente la scelta (nella finestra dei Dati generali) tra il procedimento dettagliatamente illustrato nella Circolare [4] del 1997 del DM'96 e quello indicato nella Circolare 2018 che in pratica coincide con quello dell'EC2 che si basa sulla relazione del tutto equivalente alla precedente:.

$$w_d = \varepsilon_{sm} D_{smax} \quad (C4.1.15)$$

in cui:

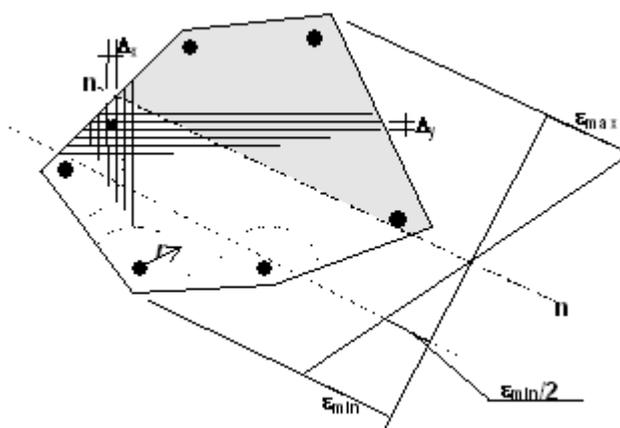
D_{smax} = distanza massima tra le fessure

9.4.1 Procedimento di calcolo

Per le sezioni predefinite il programma esegue il calcolo dell'ampiezza delle fessure sia con il procedimento del DM96, sia con il procedimento alternativo descritto nella Circolare 2018 che riprende integralmente il § 7.3.4 dell'EC2 2005. La scelta opzionale tra i due metodi è prevista nella scheda dei dati generali.

Sempre nella scheda dei dati generali è inoltre possibile (tramite le apposite caselle di scelta) predisporre il calcolo tenendo conto o prescindendo dalla resistenza a trazione del conglomerato e facendo riferimento all'intera sezione o alla sola area efficace tesa del calcestruzzo (come più avanti illustrato).

Di seguito si espongono, con riferimento al primo metodo, i principali passi seguiti dal programma durante il calcolo.



- Calcolo dell'area efficace $A_{c\text{eff}}$, cioè dell'area di conglomerato in zona tesa entro cui le singole barre hanno la capacità di influenzare l'apertura delle fessure. Per le sezioni predefinite, nella versione DM96, in sollecitazione retta lo spessore di quest'area è pari a $c + 7,5 \Phi$ in cui c è il copriferro netto delle barre tese di diametro medio Φ ; detto spessore deve comunque essere inferiore a $(h-x)/2$ essendo h l'altezza totale della sezione ed x l'altezza della zona compressa (in assenza di zona compressa si assume $h/2$). Nel caso di sezioni generiche in pressotenso flessione deviata, in accordo con la Circolare [4], si ritiene che per la singola barra l'area efficace abbia forma circolare con raggio r pari a 7 volte il diametro della barra. Per il calcolo di $A_{c\text{eff}}$ si fa sempre riferimento all'analisi della sezione nello stato 2 (sezione interamente fessurata). Per ognuno dei domini di conglomerato si effettua una discretizzazione (v. figura) in areole di forma pressoché quadrata e lati $(\Delta x, \Delta y)$ sufficientemente piccoli in relazione alle dimensioni della sezione

(in programma entrambi i lati sono posti pari alla mesh di discretizzazione della sezione settabile nelle opzioni). Passando in rassegna tutte le areole, vengono sommate (a costituire l'area efficace $A_{c_{eff}}$) solo quelle col proprio baricentro ricadente in una delle aree d'influenza circolari delle barre ed escludendo, prudenzialmente, le areole molto vicine all'asse neutro (nel programma sono escluse quelle con deformazione $\varepsilon \geq \varepsilon_{min}/2$). Solo l'area delle barre tese con $\varepsilon < \varepsilon_{min}/2$, vengono quindi sommate a costituire l'area di acciaio, denominata in seguito A_s , compresa nell'area efficace del calcestruzzo. Nel caso si sia scelto il procedimento secondo l'EC2 lo spessore dell'area efficace del calcestruzzo teso per le sezioni predefinite vale invece 2,5 (h-d) essendo d l'altezza utile della sezione; detto spessore non può superare sia (h-x)/3 che h/2. L'EC2 non prevede esplicitamente (con riferimento a sezioni generiche in presso flessione deviata) un raggio di efficacia del calcestruzzo teso intorno alla singola barra; si è pertanto assunto come raggio il valore di 1,5 cf cioè 1,5 volte la misura del copriferro valutata dal baricentro delle barre preimetriche e comunque di entità non superiore a 7 volte il diametro della barra.

- Calcolo della distanza media srm fra le fessure (metodo DM96), riferita al baricentro delle barre al lembo teso della sezione predefinita. Nel caso di sezioni in presso-tensoflessione deviata (come quella in figura) si assume srm con riferimento alla sola barra più tesa (a favore di sicurezza). Si utilizza la seguente relazione sperimentale (v. Istruzioni [4]):

$$s_{rm} = 2(c + s / 10) + K_2 K_3 \Phi / \rho_r$$

in cui:

c = ricoprimento dell'armatura (copriferro netto delle barre longitudinali)

Φ = diametro medio delle barre comprese nell'area efficace come sopra individuata

s = dist. min. tra la barra più tesa e le altre ($s \leq 14 \Phi$)

$K_2 = 0,4$ per barre ad aderenza migliorata / $0,8$ per barre lisce (opzione da settare nella finestra delle Opzioni armature)

$K_3 = 0,125$ (con flessione semplice o pressoflessione)

= $0,250$ (con trazione pura)

= $0,25 [(\sigma_1 + \sigma_2) / 2\sigma_1]$ per trazione eccentrica (cioè se tutta la sezione è tesa) o nel caso in cui si consideri solo una parte della sezione; le tensioni limite

s_1, s_2 sono ricavate nello stato I (*sezione omogenea non fessurata*).

Cioè è possibile utilizzare quest'ultima formula anche in flessione semplice o

pressoflessione assumendo come tensione di trazione σ_2 (minore in valore assoluto) quella in corrispondenza della fibra estrema dell'area efficace.

E' possibile scegliere tra le due opzioni, solo nel caso di sezioni predefinite, mediante l'apposita casella di scelta nella scheda dei dati generali della sezione.

$\rho_r = A_s / A_{c,eff} =$ aliquota delle barre tese ricadenti nell'area efficace sopra definita.

- Calcolo della deformazione unitaria media ε_{sm} (metodo DM96) in corrispondenza all'altezza delle barre tese (o della barra più tesa nel caso di sollecitazione biassiale), tenendo conto dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso (tension stiffening), mediante la seguente relazione:

$$\varepsilon_{sm} = \zeta \cdot \sigma_s / E_s$$

dove :

$\sigma_s = E_s \varepsilon_{s2} =$ trazione nella barra più tesa nello *stato 2* (fessurato)

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{f_{cfm}}{\sigma_{t,max}} \right)^2 \geq 0,4$$

I simboli rappresentati nella formula precedente hanno il seguente significato:

f_{cfm} = resistenza media a trazione per flessione del cls. Nel programma viene assunta uguale a f_{ctm} (prudenzialmente)

$\sigma_{t,max}$ = massima tensione di trazione calcolata nel cls. nell'ipotesi di sezione non parzializzata

b_1 = coeff. che tiene conto dell'aderenza acciaio-calcestruzzo e vale:
1,0 per barre ad aderenza migliorata
0,5 per barre lisce

b_2 = coeff. che tiene conto del fluage di aderenza e vale:
1,0 per carichi di breve durata (istantanei)
0,5 per carichi di lunga durata o ripetuti

Il programma utilizza direttamente i prodotti $b_1 b_2$ assegnati tra i dati dell'acciaio nell'archivio materiali rispettivamente per sollecitazioni iniziali (prima applicazione dei carichi) e sollecitazioni finali. Per il calcolo dell'apertura delle fessure (metodo n) il programma assume automaticamente il secondo valore per le combinazioni frequenti e quasi permanenti essendo queste le combinazioni per le quali è prescritto questo calcolo (§4.1.2.2.4.1 NTC). Se si utilizza il metodo AAEM il programma utilizza entrambi i valori suddetti. (apertura fessure iniziale all'atto dell'applicazione dei carichi e finale a fenomeni lenti esauriti).

Un discorso a sé merita il coefficiente di interpolazione ζ che rappresenta l'influenza del calcestruzzo teso compreso tra le fessure (tension stiffening) alla deformazione dell'acciaio. Considerando un tronco unitario di trave sottoposto ad un momento flettente di calcolo M di entità maggiore di quello M_{sr} che produce la prima fessurazione della sezione, si può scrivere la deformazione media dell'acciaio in zona fessurata (analogamente a qualsiasi altra grandezza di deformazione come ad esempio la curvatura [vedi al riguardo la relazione C4.1.11 del §C.4.1.2.2.2 della Circolare 2009]):

$$\varepsilon_{sm} = (1 - \zeta) \varepsilon_{s1} + \zeta \varepsilon_{s2} \quad (2)$$

in cui ε_{s1} è la deformazione unitaria in sezione interamente reagente (*stato 1*), ε_{s2} è quella a sezione interamente fessurata (*stato 2*), ζ è il coefficiente di interpolazione che esprime la frazione di deformazione attribuibile alle sole sezioni fessurate nel tratto di lunghezza unitaria considerato.

Il valore di ζ è dedotto dall'evidenza sperimentale viene valutato dal programma mediante la (1):

$$\zeta = 1 - c (M_f/M)^2 \quad (C4.1.12)$$

in cui c corrisponde in pratica al prodotto $b_f \cdot b_{f2}$. Il rapporto tra il momento M_f di fessurazione e quello di calcolo M in realtà è uguale al rapporto tra le corrispondenti tensioni indicato nella (1) in quanto nella sezione inflessa non parzializzata l'asse neutro non varia con il momento flettente e, quindi, il rapporto tra le tensioni dell'acciaio che compare nella (1) è uguale al rapporto dei corrispondenti momenti flettenti (stante la linearità del comportamento elastico del calcestruzzo e dell'acciaio ipotizzata nell'ambito degli stati limite di esercizio). Inoltre la (1) vale anche nel caso di trazione pura senza bisogno di sostituire il rapporto M_f/M con N_f/N come invece necessario con la C4.1.12.

Nel caso di contemporanea presenza di momento flettente ed azione assiale nella sezione, si può facilmente estendere lo stesso ragionamento se si ipotizza, per semplicità e senza grosso errore, che l'asse neutro della sezione fessurata non si sposti passando dal momento di prima fessurazione a quello di calcolo. Ciò che a rigore vale solo se l'eccentricità M/N resta costante al variare di M .

Nel caso di calcolo svolto secondo il § 7.3.4 dell'EC2 viene applicata la relazione (7.8) per il calcolo della deformazione media e la (7.11) per il calcolo della distanza massima tra le fessure. Nel caso di trazione eccentrica o per il calcolo riferito solo a parte di sezione il coefficiente $K_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/\varepsilon_1$ fa riferimento alle deformazioni di trazione estreme della sezione fessurata (a differenza del DM96 che fa riferimento alla sezione omogenea non fessurata). Viene inoltre semplificata la dipendenza dall'aderenza delle barre mediante un unico fattore k_t che tiene conto in maniera forfettaria della durata del carico.

9.5 Calcolo delle deformazioni

E' necessario limitare l'entità delle frecce nei solai e nelle travi in c.a. quando possono compromettere:

- la funzionalità delle strutture (al fine, ad esempio, di evitare il ristagno delle acque meteoriche sugli impalcati di copertura, impedire un'eccessiva curvatura alle vie di corsa di carri ponte e simili, etc.);
- il danneggiamento delle pareti divisorie (per stacco e fessurazione dei tompagni in forati; rottura delle vetrate e degli infissi etc.);
- l'estetica delle strutture.

Per la valutazione della deformabilità e dei relativi limiti le NTC (§4.1.2.2.2) rimandano a documentazione tecnica di comprovata validità. Nel seguito si farà pertanto riferimento alla Circolare del 2009 [2].

Si premette che in generale va effettuata la verifica delle deformazioni istantanee in presenza delle combinazioni rare, mentre le deformazioni a lungo termine ($t=\infty$) devono essere verificate per combinazioni di carico quasi permanenti.

Per travi e solai con luci non superiori a 10 metri, la Circolare [2] consente l'omissione delle suddette verifiche dello stato limite di deformazione a condizione che i rapporti di snellezza l/h (l =luce; h =altezza totale sezione) risultino inferiori o uguali ai valori forniti dalla (C4.1.13) del §C4.1.2.2.2. A differenza del DM96 nessuna distinzione viene operata tra travi e solai. Si lascia al lettore l'eventuale applicazione della (C4.1.13).

Il programma calcola, invece, la deformazione flessionale di solai e travi mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e del ritiro, così come previsto dalla Circolare 2018.

Dall'esame delle prescrizioni normative risulta evidente che nella progettazione di strutture correnti in c.a. normale il calcolo dello stato limite di deformazione potrà essere evitato progettando le sezioni delle aste in modo che i rapporti di snellezza siano ovunque inferiori a quelli limiti suddetti.

Se si opera invece sulla base del calcolo delle inflessioni il valore limite della freccia in esercizio sarà in genere stabilito, in accordo con il committente, in funzione delle specifiche esigenze di funzionalità dell'opera; nella maggior parte dei casi correnti per evitare il danneggiamento a tramezzi ed infissi a contatto con la trave considerata basterà fissare tale limite ad $1/500$ della luce (cfr. [2]) sotto la combinazione quasi permanente ($1/250$ in assenza di tramezzi ed altri elementi a contatto). Sempre la circolare consente, nel caso di limitazione a $1/500$ della luce, di depurare la freccia totale della sua quota parte presente prima della esecuzione delle pareti; operando col

presente programma è necessario dapprima calcolare la freccia a lungo termine in presenza di tutti i carichi: se questa supera 1/500 della luce si può effettuare un secondo calcolo caricando la trave (o il solaio) con i carichi presenti prima dell'esecuzione delle pareti e valutare le sole frecce istantanee da sottrarre a quelle totali a lungo termine calcolate in prima istanza.

Deformazione in esercizio di una sezione (metodo AAEM)

Nel caso di sezione non fessurata le deformazioni sono quelle definite nell'ambito del calcolo delle tensioni esposto nei precedenti paragrafi con riferimento al metodo AAEM. Di seguito verrà invece esposto, utilizzando il solo metodo AAEM, il calcolo dei tre parametri di deformazione della sezione (costituiti dai 2 valori di curvatura riferiti agli assi di riferimento assunti e dalla deformazione unitaria nell'origine del sistema di riferimento) nel caso generale di sezione presso o tenso-inflessa fessurata, a partire dalla consueta ipotesi di conservazione delle sezioni piane.

Non si farà cenno, nella presente esposizione, ai metodi semplificati (metodo bilineare, dei coefficienti globali) spesso considerati in letteratura (cfr. [5],[7],[8],[9]), in quanto l'uso del calcolatore in applicazione di procedimenti più precisi come l'AAEM ne vanificano di fatto ogni utilità.

In parallelo al calcolo tensionale sviluppato nel paragrafo relativo al calcolo tensionale col metodo AAEM, anche per le deformazioni vengono distinte 2 fasi:

- la prima istantanea per effetto della prima applicazione, al tempo t_0 , degli sforzi assegnati N, M_x, M_y ;
- la seconda riferita al tempo $t > t_0$, che tiene conto della graduale applicazione della viscosità e del ritiro in costanza dell'applicazione dei suddetti sforzi.

Calcolo deformazioni istantanee in sezione fessurata

Nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di comportamento lineare dei materiali, una sezione si definisce nello stato 1 se, sottoposta alle sollecitazioni N, M_x, M_y e considerata interamente reagente, in nessun punto la tensione di trazione supera il valore f_{ctm} della resistenza a trazione del calcestruzzo. La sezione si definisce invece nello stato 2 allorché, prescindendo totalmente dalla resistenza a trazione del calcestruzzo, la sezione si fessura sotto gli sforzi di calcolo.

In un tronco di trave le sezioni non fessurate comprese tra le sezioni fessurate consecutive, si trovano nel suddetto stato 1 a differenza di quelle fessurate contigue che si trovano (a parità di sollecitazione) nello stato 2. Se si calcolano sia le deformazioni a_1, b_1, c_1 della sezione non

fessurata nello *stato 1*, sia quelle a_2, b_2, c_2 della sezione totalmente fessurata nello *stato 2*, si definisce la seguente deformazione media della sezione:

$$\begin{aligned}c_{y_m} &= am(t_0) = (1 - z) \cdot a_1 + z \cdot a_2 \\c_{x_m} &= bm(t_0) = (1 - z) \cdot b_1 + z \cdot b_2 \\e_{O_m} &= cm(t_0) = (1 - z) \cdot c_1 + z \cdot c_2\end{aligned}$$

in cui il coefficiente di interpolazione z , sulla base di considerazioni sperimentali, è espresso mediante la formulazione di tipo iperbolico:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{f_{cfm}}{\sigma_{\max}} \right)^2$$

in cui, a favore di sicurezza, si pone $f_{cfm} = f_{ctm}$.

Si noti che qui non compare la limitazione $\beta_2 \leq 0,4$ che compare nel calcolo dell'ampiezza delle fessure.

Le deformazioni medie così calcolate, possono differire da quelle reali fino ad un $\pm 30\%$, ciò a causa della dispersione delle caratteristiche meccaniche e reologiche del calcestruzzo, delle condizioni ambientali e di carico.

Calcolo deformazioni differite in sezione fessurata

Facendo riferimento alla esaustiva esposizione svolta in [7], va dapprima calcolato l'incremento delle deformazioni $\Delta a_1, \Delta b_1, \Delta c_1$ nello *stato 1* per viscosità e ritiro con il procedimento AEEM. La deformazione totale al tempo t risulta pertanto (a sezione interamente reagente):

$$\begin{aligned}c_{y_3} &= a_3 = a_1 + \Delta a_1 \\c_{x_3} &= b_3 = b_1 + \Delta b_1 \\e_{O_3} &= c_3 = c_1 + \Delta c_1\end{aligned}$$

in cui a_1, b_1, c_1 , sono le deformazioni istantanee al tempo t_0 nello *stato 1*. Nello *stato 2* siano $\Delta a_2, \Delta b_2, \Delta c_2$ gli incrementi delle deformazioni. Le deformazioni totali al tempo t valgono, pertanto:

$$\begin{aligned}c_{y_4} &= a_4 = a_2 + \Delta a_2 \\c_{x_4} &= b_4 = b_2 + \Delta b_2 \\e_{O_4} &= c_4 = c_2 + \Delta c_2\end{aligned} \tag{7.28}$$

Interpolando con lo stesso coefficiente ζ tra le deformazioni nello *stato 1* e quelle nello *stato 2* si ottengono le deformazioni medie della sezione al tempo t :

$$\begin{aligned}c_{y_m} &= a_m(t) = (1 - \zeta) a_3 + \zeta a_4 \\c_{x_m} &= b_m(t) = (1 - \zeta) b_3 + \zeta b_4 \\ \varepsilon_{O_m} &= c_m(t) = (1 - \zeta) c_3 + \zeta c_4\end{aligned}\tag{7.29}$$

Valutazione delle frecce in travi in c.a. isolate

Sebbene il calcolo delle deformazioni nelle strutture composte da elementi lineari in c.a. esuli dall'ambito delle presenti procedure (rivolte essenzialmente allo studio degli stati limite con riferimento alle sole sezioni), si ritiene opportuno fornire uno strumento di immediata utilizzazione pratica sia pure limitandone lo studio ai due semplici casi di trave isostatica appoggiata agli estremi e di trave incastrata ad un solo estremo (mensola).

Nel caso di travi isostatiche la distribuzione lungo l'asse della sollecitazione normale e flettente resta invariata, nonostante che i fenomeni della fessurazione, viscosità e ritiro modificano, istantaneamente e nel tempo, rigidità, curvature e tensioni di tutte le sezioni costituenti la trave.

Nel caso, invece, di travi continue o telai, le azioni iperstatiche applicate alle estremità delle singole travi oltre a differire, all'atto della messa in carico, da quelle ottenute con calcolo elastico per effetto della fessurazione, variano nel tempo a causa delle coazioni viscosi e da ritiro che gradualmente si sviluppano nell'intero complesso strutturale.

Trascurando la suddetta redistribuzione dei momenti, ed applicando (senza variarne l'intensità) alle estremità della trave iperstatica in studio le azioni iperstatiche calcolate elasticamente, è ancora possibile una valutazione sufficientemente accurata delle frecce utilizzando lo stesso procedimento di calcolo sviluppato nel corrente paragrafo per le travi isostatiche ad una campata.

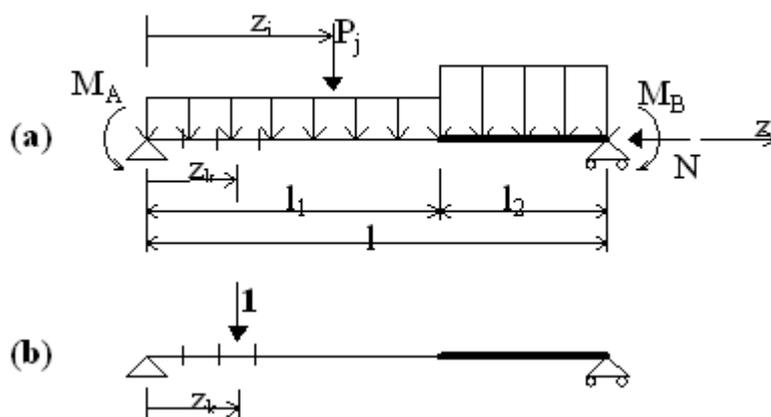
A quest'ultimo proposito si fa presente che un'apposita indagine comparativa sviluppata in [8] mostra come, nel caso di una molteplicità di schemi di travi continue, il calcolo non lineare dei momenti iperstatici di estremità delle singole travi conduca a valori delle frecce in eccellente accordo con quelli ottenuti sulla base dei momenti iperstatici valutati con semplice calcolo lineare elastico.

Le precedenti considerazioni fanno concludere che l'uso del programma per il calcolo delle frecce in travi isostatiche, possa essere esteso con buona approssimazione anche al calcolo delle frecce di travi (e/o solai) iperstatiche di cui siano noti i momenti iperstatici di continuità. Ciò è a maggior ragione plausibile se si tiene conto, inoltre, che la maggiore precisione di un calcolo non lineare delle iperstatiche è comunque viziato

dall'aleatorietà connessa alla scelta della resistenza a trazione e degli altri parametri reologici e meccanici del conglomerato.

E' sempre opportuno effettuare (come il programma fa) contemporaneamente al calcolo delle frecce la verifica per tensioni normali ed apertura delle fessure di tutte le sezioni della trave.

La trave appoggiata agli estremi



Lo schema di calcolo illustrato in figura (a) prevede la possibilità di assegnare più tronchi (in figura i tronchi di lunghezza l_1 ed l_2) aventi differenti sezioni, armature e carico distribuito. Sempre in figura (a) sono evidenziate, altresì, le coppie M_A, M_B applicate agli estremi che possono rappresentare le azioni iperstatiche trasmesse dalle strutture contigue. E' infine prevista un'azione assiale N costante per ognuno dei tronchi in cui è suddivisa la trave, con linea d'azione assunta, per semplicità, passante per il baricentro geometrico di tutte le sezioni. La notevole rigidezza nel proprio piano dei correnti impalcati degli edifici in c.a. consente in genere di porre $N=0$ per tutte le travi. Ma lo schema può essere utilizzato anche per il calcolo delle frecce e degli accorciamenti assiali di pilastri per effetto dei carichi di esercizio.

Premesso di considerare solo le inflessioni che avvengono nel piano di sollecitazione, e, quindi solo le sollecitazioni rette nelle sezioni, si indica con $\chi(z)$ la distribuzione delle curvature prodotte dai carichi concentrati e distribuiti di figura (a) e con $M'(z)$ l'andamento del momento flettente causato dal carico unitario agente sulla struttura di servizio rappresentata nella figura (b). L'applicazione del Principio dei Lavori Virtuali porge per la freccia h in corrispondenza della generica ascissa z di applicazione del carico unitario:

$$\eta(z) = \int M'(z) \chi(z) dz$$

La distribuzione delle curvature $\chi(z)$ (corrispondenti ai momenti $M(z)$ dei carichi applicati) non è in generale esprimibile a mezzo di una funzione a causa della non linearità del suo calcolo. L'integrale va pertanto risolto mediante integrazione numerica. A tale scopo il procedimento impiegato nel programma si basa sulla discretizzazione dell'asse della trave in un numero n di conci, ognuno avente lunghezza Δz_k e ascissa del suo punto medio, riferita all'appoggio di sinistra, pari a z_k . A tutte le sezioni appartenenti ad un singolo concio vengono attribuiti gli stessi valori del momento e della curvatura calcolati nella sezione posta nel punto medio del concio. Di conseguenza, con riferimento al generico concio k di ascissa media z_k , l'integrale viene sostituito dalla seguente sommatoria:

$$\eta(z_k) = \sum_{i=1}^n M'(z_i) \chi(z_i) \Delta z_i \quad (k=1, \dots, n)$$

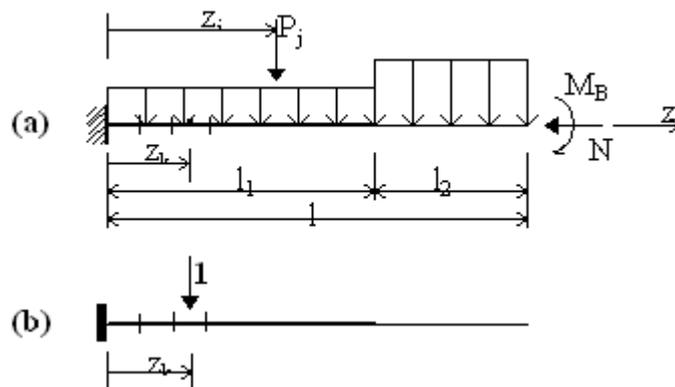
Ponendo nella sommatoria dapprima i valori istantanei delle curvature χ nelle sezioni medie degli n conci all'atto della messa in carico χ_0 e, successivamente, i valori differiti delle curvature per effetto delle successive coazioni, si ottengono due valori di η , rispettivamente al tempo t_0 e t , per ognuna delle sezioni z_k .

Naturalmente i valori delle singole curvature si riferiscono agli sforzi flettente e normale agenti nella sezione media del concio e supposti costanti per l'intera lunghezza del concio medesimo.

Nel suddetto duplice calcolo delle curvature le sollecitazioni sono considerate solo di tipo retto ($M=M_x$). La sezione viene calcolata come interamente reagente (non fessurata) se in nessun punto il conglomerato supera la resistenza per trazione f_{ctm} . Superata tale resistenza la sezione viene considerata fessurata con il conglomerato a trazione collaborante alla deformazione media. Non si documentano le semplici formule di equilibrio che consentono il calcolo dei momenti flettenti, nelle sezioni medie dei conci, prodotti dai carichi reali e da quelli unitari virtuali.

Nel caso di sforzo normale N diverso da 0 e di sezioni costituenti la trave caratterizzate da differente geometria, i rispettivi baricentri vengono considerati tutti allineati sull'asse rettilineo della trave, lungo cui agisce lo sforzo normale N .

La trave a mensola



Il calcolo descritto nel precedente paragrafo relativamente alla trave su due appoggi, può essere esteso a qualsiasi struttura isostatica. Si è voluto qui limitare l'attenzione alla mensola solo per via della particolare sensibilità di tale tipologia alle deformazioni flessionali.

La discretizzazione da operare sulla mensola è identica a quella descritta per la trave su due appoggi. Le frecce vanno pure calcolate con le stesse relazioni sopra illustrate in cui, però, le curvature $\varepsilon(z_i)$ ed i momenti virtuali $M'(z_i)$ sono valutati in riferimento, rispettivamente, agli schemi grafici relativi alla mensola.

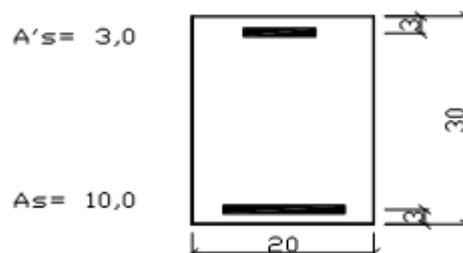
10 Esempi di calcolo

Gli esempi che seguono sono tutti presenti nella cartella "\ESEMPI" della directory di installazione del programma. Essi verranno illustrati sia in relazione alla modalità di immissione dei dati, sia confrontando i risultati ottenuti sulla base degli algoritmi assunti nel calcolo con quelli riportati da altri autori e/o programmi.

Le stampe complete di input ed output relative a tutti gli esempi sono naturalmente riproducibili caricando detti files di esempio e mandando in esecuzione il programma.

I primi esempi sono quasi tutti tratti dal volume "Progettazione di strutture in calcestruzzo armato" realizzato per **AICAP** da *Pubblcimento s.r.l.* [15] in quanto è uno dei pochi testi aggiornato alle NTC ed all'ultima versione dell'Eurocodice 2.

10.1 Esempio 1



Si fa riferimento alla sezione rettangolare 20x30 in figura di cui al punto 7.3.2.1 del citato volume [15]. Si cerca il momento resistente ultimo M_{Rd} per $N_{Rd}=0$ (flessione semplice) avendo assunto un conglomerato con $f_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$ ($f_{cd} = 300 \times 0,85 / 1,5 = 170 \text{ daN/cm}^2$) ed armature con $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$ ($f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$).

Per prima cosa occorre accertarsi che nell'archivio materiali siano presenti i dati relativi al conglomerato ed all'acciaio indicati. In particolare per l'acciaio B450C ponendo $f_{td} = 3910$ si assume orizzontale (come nel volume) il pianerottolo plastico del diagramma sforzi deformazioni.

Per ottenere le esatte aree di acciaio indicate si prevedono opportuni diametri delle barre (non esistenti in commercio). Si assegna inoltre allo sforzo normale il valore 0 (flessione semplice) mentre al momento M_x un qualsiasi valore positivo. Il programma fornisce per il momento resistente il valore $M_{Rd} = 9076 \text{ daNm}$ di poco inferiore al valore 9100

indicato nel testo che peraltro utilizza il blocco rettangolare per il diagramma sforzi deformazioni del calcestruzzo.

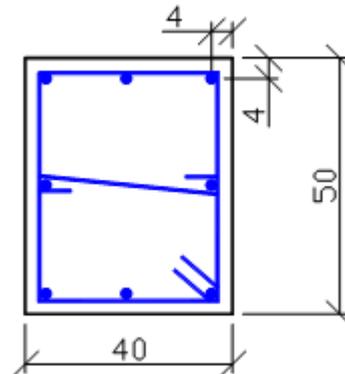
10.2 Esempio 2

Al punto 7.5.1 del citato volume [15] viene calcolata a pressoflessione retta una sezione rettangolare 50'100 con armature simmetriche di area pari a 50cm² e copriferro di 5 cm. Calcestruzzo ed acciaio sono gli stessi dell'esempio precedente. Questa volta viene utilizzato il diagramma parabola-rettangolo. Nel testo vengono calcolati i momenti resistenti ultimi (MRd) in corrispondenza a prefissati differenti valori assegnati allo sforzo normale che di seguito vengono confrontati con quelli ottenuti dal programma (M'Rd):

N_{Ed} (daN)	M_{Rd} (daNm)	M'_{Rd} (daNm)
60000	20330	20354
200000	25170	25190
500000	25850	25860
1000000	9770	9918

I risultati appaiono ben concordanti per i primi tre valori (ottenuti dal testo a partire da valori tabellari per l'integrazione del diagramma parabolico del calcestruzzo). La maggiore differenza si ha per l'ultimo caso con NEd=1000000 daN che in realtà non viene ottenuto, nel testo citato, dal calcolo ma da interpolazione tra i due assetti di rottura che comprendono il punto di rottura cercato. Il programma non considera inoltre verificata a taglio la sezione (anche con taglio assegnato nullo) in quanto la resistenza a taglio lato calcestruzzo va a zero col termine (presente nella relazione 4.1.19 NTC) $\alpha_c = 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) = 0$ essendo $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 1000000/(50 \times 100) = 200 > f_{cd}$.

10.3 Esempio 3



Per un esempio sulla pressoflessione deviata si è considerata la sezione in figura relativa ad un pilastro rettangolare 40 ' 60 armata con 8F16 con staffe e legature F8 (Calcestruzzo C28/35. Acciaio C450C).

Il calcolo è stato effettuato per le seguenti 3 combinazioni allo stato limite ultimo :

N_{Ed} (daN)	$M_{x_{Ed}}$ (daNm)	$M_{y_{Ed}}$ (daNm)	$V_{y_{Ed}}$ (daN)	$V_{x_{Ed}}$ (daN)
50000	14000	11000	14000	11000
50000	20000	0	14000	0
50000	0	15714	0	11000

Si noti che solo la prima combinazione è deviata mentre la restanti due sono rette con i valori dei momenti incrementati del 30% e quelli del taglio disaccoppiati in modo da poter effettuare i successivi confronti.

I risultati del calcolo sono riportati nella sottoriportata relazione di calcolo fornita dal programma.

Le NTC consentono il calcolo della pressoflessione deviata anche a mezzo della (4.1.19):

$$\left(\frac{M_{Ey_d}}{M_{Ry_d}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ez_d}}{M_{Rz_d}}\right)^\alpha \leq 1$$

in cui α nel nostro caso, per $n = 0.157$, vale 1,048. Quindi avendo a disposizione (dai risultati delle combinazioni rette 2 e 3) anche i momenti resistenti in flessione retta ed applicando la (4.1.19), si ha:

$$(14000/22845)^{1,048} + (11000/17900)^{1,048} = 1.2 > 1$$

Quindi la verifica semplificata proposta dalla normativa non sarebbe soddisfatta per ben il 20% risultando in questo caso eccessivamente conservativa.

In zona sismica le NTC consentono, altresì, che la verifica a pressoflessione deviata possa essere sostituita da due verifiche a pressoflessione retta in cui la resistenza sia ridotta al 70% di quella effettiva: ciò che equivale ad incrementare gli sforzi di progetto di $1/0,7 = 1,4286$. Si sono così ricavati gli sforzi retti "equivalenti" inseriti nella seconda e terza combinazione. Nella citato paragrafo normativo si fa riferimento ai soli momenti flettenti (lo sforzo normale non va incrementato in quanto la misura della sicurezza va sempre effettuata a sforzo normale costante). Il tabulato di verifica di seguito riportato mostra che nelle verifiche a pressoflessione retta (seconda e terza combinazione) le misure della sicurezza (1,14 e 1,14) risultano entrambe maggiori di quella a pressoflessione deviata (1,06). Anche in questo caso la verifica semplificata di normativa risulta più conservativa.

Nulla si dice in normativa circa la verifica a taglio in presenza delle due componenti V_x, V_y . Anche per il taglio, a scopo di confronto, la verifica a taglio deviato di cui alla prima combinazione è stata disaccoppiato nelle due verifiche separate di tipo retto inserite nella seconda e terza combinazione.

Dalla relazione di calcolo si può notare che l'armatura trasversale strettamente necessaria per la prima combinazione deviata è pari a $5,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ risultando nettamente superiore a quella necessaria per entrambe le sollecitazioni rette pari a superiore a quella della seconda e terza combinazione (rette) pari per entrambe a $3,5 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Da quanto detto si deduce che per il taglio biassiale non ci sono sufficienti indicazioni normative per la sua sostituzione con due tagli equivalenti in sollecitazione retta (manca cioè almeno una semplificazione basata un diagramma di interazione conservativo).

Nella valutazione del taglio resistente lato trazione è stata considerata la legatura in funzione della sua efficacia (vedi Verifica per taglio biassiale). Infatti nelle due combinazioni rette l'area efficace (a metro lineare di trave) attribuita alle legature (vedi termini tra parentesi relativi ad A_{eff}) è nulla per la seconda combinazione retta (la legatura è parallela all'asse neutro e quindi inefficace), vale invece $2,8 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,5 * 100/18$) per la terza combinazione in cui l'area della legatura viene contata per intero in quanto ortogonale all'asse neutro. Nel caso della prima combinazione l'area efficace della legatura viene presa in conto solo parzialmente in quanto obliqua rispetto all'asse neutro deviato.

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: ESEMPIO_3

(Percorso File: C:\L\SORGENTI2017\RC-SEC-2017_NEW\ESEMPIO\ESEMPIO_3.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi

Normativa di riferimento: N.T.C.

Tipologia sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simmetrica

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C28/35
 Resistenza compress. di progetto fcd: 158.60 daN/cm²
 Resistenza compress. ridotta fcd': 79.30 daN/cm²
 Deform. unitaria max resistenza ec2: 0.0020
 Deformazione unitaria ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensioni-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 323080 daN/cm²
 Resis. media a trazione fctm: 28.80 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. a snervamento fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. a rottura ftk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. a snerv. di progetto fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di progetto ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 40.0 cm
 Altezza: 50.0 cm
 N°totale barre: 8
 Diametro barre: 16 mm
 Copriferro (dal baric.barre): 4.0 cm

Coordinate Barre nei vertici

N°Barra X [cm] Y [cm]

1	-16.0	-21.0
2	-16.0	21.0
3	16.0	21.0
4	16.0	-21.0

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre

N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione

N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione

N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione

Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen. N°Barra Ini. N°Barra Fin. N°Barre Ø

1	1	4	1	16
2	2	3	1	16
3	1	2	1	16
4	4	3	1	16

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe e legature: 18.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale
 N° Legature in dir. X: 1
 N° Legature in dir. Y: 0
 Coordinate Barre generate di estremità delle legature:
 N°Barra X[cm] Y[cm]
 7 -16.0 0.0
 8 16.0 0.0

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baric. della sezione
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
 Vx Taglio [daN] in direzione parallela all'asse x baric. della sezione

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	50000	14000	11000	14000	11000
2	50000	20000	0	14000	0
3	50000	0	15714	0	11000

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.4 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 2.4 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE

ULTIMO

Ver $S = \text{combinazione verificata} / N = \text{combin. non verificata}$
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

	N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	
As Totale										
	1	S	50000	14000	11000	49997	14809	11714	1.06	16.1(6.0)
	2	S	50000	20000	0	49986	22845	0	1.14	16.1(6.0)
	3	S	50000	0	15714	50003	0	17900	1.14	16.1(6.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione

Deform. unit. massima del conglomerato a compressione

Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)

Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)

Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

	N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	
Ys max										
	1	0.00350	20.0	25.0	0.00270	16.0	21.0	-0.00459	-16.0	-
21.0										
	2	0.00350	-20.0	25.0	0.00241	-16.0	21.0	-0.00908	-16.0	-
21.0										
	3	0.00350	20.0	25.0	0.00213	16.0	21.0	-0.00879	-16.0	-
21.0										

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.

x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45

C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000112862	0.000087483	-0.000944315	----	----
2	0.000000000	0.000273431	-0.003335766	----	----
3	0.000341496	0.000000000	-0.003329915	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm

Diam. Legature: 8 mm

Passo staffe e legature: 18.0 cm [Passo massimo di normativa = 19.2 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata

Ved Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro

Vcd Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso

Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe

d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]

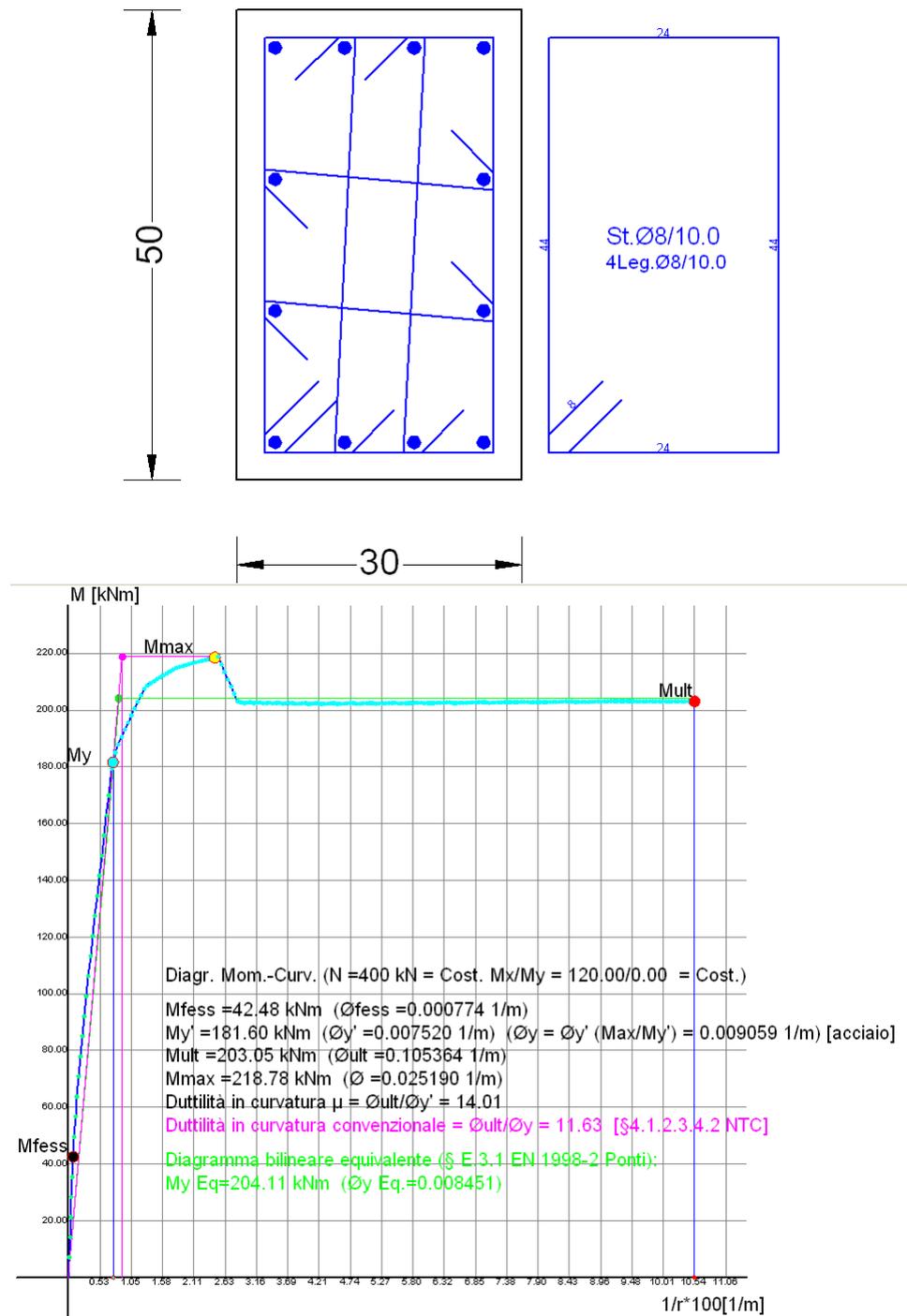
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.

I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

	N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast
A.Eff										
	1	S	17271	45866	22029	37.8 32.3	44.8	2.500	1.158	5.5
7.0(1.4)										
	2	S	14000	51762	22335	46.0 40.9	40.0	2.500	1.158	3.5
5.6(0.0)										
	3	S	11000	50491	26144	36.0 31.9	50.0	2.500	1.158	3.5
8.4(2.8)										

10.4 Esempio 4

Si fa riferimento alla stessa sezione rettangolare di pilastro trattata nel paragrafo "Verifiche in termini di duttilità" allo scopo di valutare con calcolo diretto la duttilità di curvatura posseduta dalla sezione sia in flessione retta che deviata.



Il calcolo della duttilità di curvatura in flessione deviata viene svolto dal programma tramite la costruzione di diagrammi momenti-curvature in cui il rapporto tra i momenti M_x e M_y viene mantenuto costante.

Se si è effettuato un calcolo sismico in fase elastica (con fattore q) va utilizzato per il calcestruzzo un diagramma confinato tensioni-deformazioni basato sui valori di progetto (idem per l'acciaio). Ciò si ottiene selezionando la terza opzione (dall'alto) nella scheda Staffe-Duttività.

Il programma assegna automaticamente al copriferro, che circonda il nucleo confinato (delimitato dall'asse della staffa perimetrale) esternamente al nucleo confinato, il diagramma tensione-deformazione parabola-rettangolo utilizzato per il calcolo di resistenza.

Si riporta di seguito sia l'output a video del diagramma Momenti-Curvatures, sia il tabulato di stampa dello stesso con riferimento alla prima combinazione di carico in presso-flessione deviata. Il valore della duttilità di curvatura m_f risulta pari a 5,77.

Il calcolo di duttilità per la seconda combinazione di carico (in presso flessione retta) conduce invece ad una duttilità notevolmente superiore e pari a 11,12. Ciò conferma la notevole riduzione di duttilità che si ha (per una stessa sezione) nel caso di sollecitazioni biassiali.

Si riportano le seguenti due relazioni di calcolo fornite dal programma per la sezione in esame:

- Relazione per verifiche di resistenza a presso flessione, taglio e duttilità (con la (7.4.29)NTC)
- Relazione (condensata) per calcolo diretto della duttilità con confinamento prodotto dalle staffe assegnate e resistenze di progetto dei materiali.

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: ESEMPIO_4

(Percorso File: C:\L\SORGENTI2017\RC-SEC-2017_NEW\ESEMPI\ESEMPIO_4.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi

Normativa di riferimento: N.T.C.

Tipologia sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simmetrica

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità: Zona sismica (CD'B')

Posizione sezione nell'asta: In zona critica all'attacco con la fondazione

Duttilità in curvatura richiesta: 12.00

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C30/37

Resistenza compress. di progetto fcd: 170.00 daN/cm²

Resistenza compress. ridotta fcd': 85.00 daN/cm²

Deform. unitaria max resistenza ec2: 0.0020

Deformazione unitaria ultima ecu: 0.0035

Diagramma tensioni-deformaz.: Parabola-Rettangolo

Modulo Elastico Normale Ec: 328360 daN/cm²

Resis. media a trazione fctm: 29.00 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. a snervamento fyk: 4500.0 daN/cm²

Resist. caratt. a rottura ftk: 4500.0 daN/cm²

Resist. a snerv. di progetto fyd: 3913.0 daN/cm²

Resist. ultima di progetto ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 30.0 cm
 Altezza: 50.0 cm
 N°totale barre: 12
 Diametro barre: 14 mm
 Copriferro (dal baric.barre): 4.0 cm

Coordinate Barre nei vertici

N°Barra X [cm] Y [cm]

1	-11.0	-21.0
2	-11.0	21.0
3	11.0	21.0
4	11.0	-21.0

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	2	14
2	2	3	2	14
3	1	2	2	14
4	4	3	2	14

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe e legature: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale
 N° Legature in dir. X: 2
 N° Legature in dir. Y: 2
 Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
5	-3.7	-21.0
7	-3.7	21.0
6	3.7	-21.0
8	3.7	21.0
9	-11.0	-7.0
11	11.0	-7.0
10	-11.0	7.0
12	11.0	7.0

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)

Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
Vx	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse x baric. della sezione

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	40000	12000	0	22000	0
2	40000	12000	3000	22000	6500

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.9	cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.5	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.
As Totale								
1	S	40000	12000	0	40021	21663	0	1.81 18.5(15.0)
2	S	40000	12000	3000	39995	18756	4625	1.56 18.5(15.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

21.0	1	0.00350	-15.0	25.0	0.00250-11.0	21.0	-0.00794	-11.0	-
21.0	2	0.00350	15.0	25.0	0.00261 11.0	21.0	-0.00474	-11.0	-

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000248789	-0.002719719	----	----
2	0.000098989	0.000123178	-0.001064270	----	----

VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Diam. Staffe: 8 mm
 Diam. Legature: 8 mm
 Passo staffe e legature: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 11.2 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
d z interna [cm]	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia
	Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e D_{med} .
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.
Alfa	Coeff. di riduzione (efficienza) dell'armatura di confinamento [(7.4.29)NTC-(5.15)EC8]
Owd	Rapporto meccanico di armatura staffe $Owd = O_wY + O_wY$ di cui al primo membro (7.4.29)NTC (tra parentesi vi è il rapporto meccanico minimo di normativa da rispettare = secondo membro (7.4.29)/Alfa)

	N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast
A.Eff	Alfa	Owd								
20.1(10.1)	1	S	22000	41069	79409	46.0 40.4	30.0	2.500	1.157	5.6
		0.539	0.191+0.105(0.189)							
18.6(8.6)	2	S	21220	32174	55367	34.8 30.4	31.2	2.500	1.157	7.1
		0.539	0.191+0.105(0.189)							

CALCOLO DI DUTTILITA' PER LE N° 2 COMBIN. DI RESISTENZA ASSEGNATE
DUTTILITA' IN CURVATURA EX § 7.4.4.1.2 NTC (valori di progetto dei materiali)
(i momenti e le curvature sono i moduli dei vettori somma delle relative componenti)

NOME SEZIONE: ESEMPIO_4

(Percorso File: C:\L\SORGENTI2017\RC-SEC-2017_NEW\ESEMPIO\ESEMPIO_4.sez)

Descrizione Sezione:

Tipologia sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simm.

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

Caratteristiche Materiali: Valori di progetto + confinamento staffe (per calcolo ex § 7.4.4.1.2 NTC)

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATE NEL CALCOLO DI DUTTILITA'

CALCESTRUZZO - Classe: C30/37
 Legge Cls. Copriferro: Parabola-Rettangolo valore max = fcd
 Resistenza di progetto fcd (cls. non conf.): 170.00 daN/cm²
 Resistenza alla deformazione ultima (cls. non conf.): 170.00 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2 (cls. non conf.): 0.0020
 Deformazione unitaria ultima ecu (cls. non conf.): 0.0035
 Legge cls. confinato: Parabola-Rettangolo dedotta dalle staffe assegnate
 Resistenza massima cls. confinato: 212.3 daN/cm²
 Resistenza a rottura cls. confinato: 212.3 daN/cm²
 Fattore efficienza [(7.4.31)NTC/(5.16)EC8]: 0.539
 Tensione laterale di confinamento efficace: 14.9 daN/cm²
 Deformazione alla max resistenza: 0.0031
 Deformazione ultima cls. confinato: 0.0134

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito
 Resistenza di snervam. progetto fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resistenza di progetto a rottura ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo: 0.0675
 Modulo Elastico Ef: 200000 daN/cm²

RISULTATI DEL CALCOLO DI DUTTILITA'

N: Sforzo normale costante di combinazione [daN]
 My': Momento di primo snervamento [daNm]. Tra parentesi [C]=lato cls.//[S]=lato acciaio
 Cy': Curvatura [1/m] corrispondente al momento di primo snervamento
 Mmax: Momento di massima resistenza [daNm]
 Mult: Momento di rottura [daNm]
 Cult: Curvatura ultima [1/m] corrispondente al momento di rottura
 μ': Duttilità in curvatura classica μ' = Cult/Cy'
 My: Momento di snervamento convenzionale [daNm] [§4.1.2.3.4 NTC]
 Cy: Curvatura di snervamento [1/m] convenzionale Cy=Cy'(Mmax/My)[§4.1.2.3.4 NTC]
 μ: Duttilità in curvatura convenzionale μ = Cult/Cy
 My eq: Momento di snervamento equivalente [daNm] [§E 3.2 EN 1998-2]
 Cy eq: Curvatura snervamento equivalente [§E 3.2 EN 1998-2]

	N°Comb.	N	My'	Cy	Mmax	Mult	Cult	μ'	Cy	μ
My eq	Cy eq									
	1	40000	18160 [S]	0.007520		21878	20305	0.105364		14.012
	0.009059	11.631	20411	0.008451						
	2	40000	15240 [S]	0.007298		19512	18656	0.079839		10.940
	0.009344	8.545	18757	0.008982						

10.5 Esempio 5

La trave in c.a. su due appoggi in figura è tratta dall'Example 7.4 del volume di *A.Ghali, R.Favre "Concrete Structures - stresses and deformations"* (E & FN SPON) è costituita per la sua intera lunghezza dalla sezione costante, per geometria e materiali, denominata ESEMPIO_8_GHALI_SEZ.sez pure presente tra i files di esempio del programma.

Al tempo t_0 viene applicato un carico uniforme di 1700 daN/m che rappresenta il carico risultante di una combinazione quasi permanente di esercizio. Si chiede il valore della freccia massima della trave a lungo termine ($t = \text{infinito}$) posto che i dati meccanici e reologici siano i seguenti:

$$E_s = 2000000 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_c(t_0) = 300000 \text{ daN/cm}^2 = \text{modulo elastico al tempo } t_0 \text{ di applicazione del carico}$$

$$f_{cm} = 25 \text{ daN/cm}^2 = \text{resistenza media a trazione del conglomerato}$$

$$\varphi(t, t_0) = 2.5 = \text{coeff. di viscosità valutato da } t_0 \text{ al tempo finale } t$$

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = 0.00025 = \text{deformazione per ritiro nello stesso intervallo di tempo}$$

$$\chi(t, t_0) = 0.8 = \text{coeff. di invecchiamento}$$

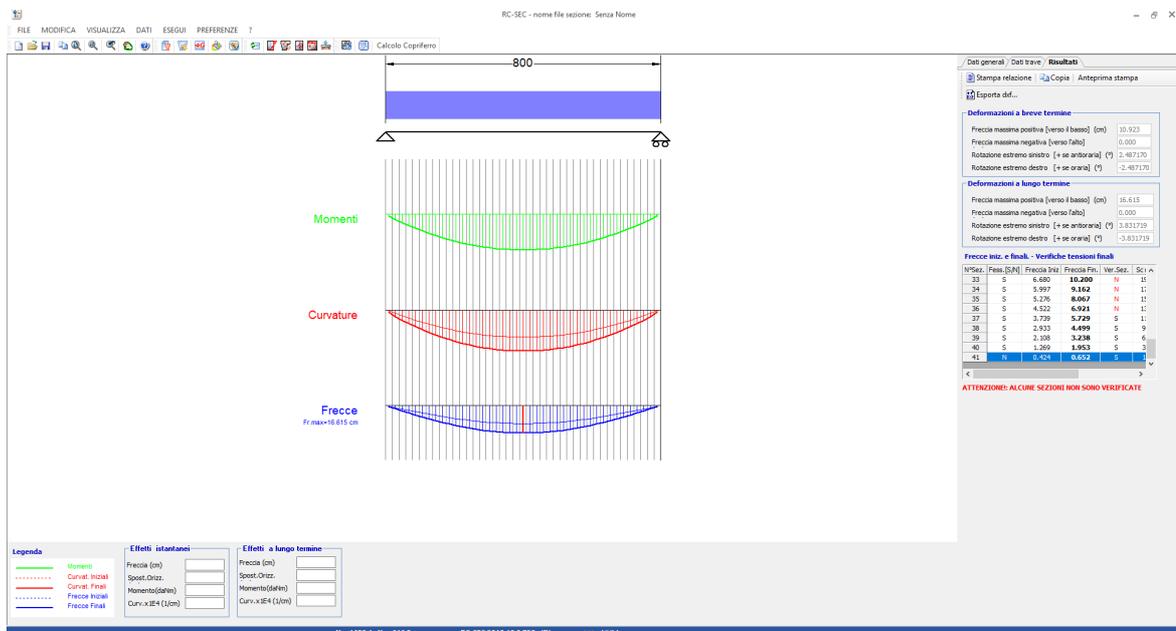
Prima di poter assegnare i dati della trave è stato necessario creare il file della sezione corrente della trave denominato ESEMPIO_8_GHALI.sez. Nel corso dell'input di questa sezione vanno inseriti i dati geometrici, meccanici e reologici finora elencati (nonché un momento fittizio qualsiasi). Una volta salvato il file della sezione è stato creato un nuovo file di calcolo, qui denominato ESEMPIO_8.sez, in cui una volta assegnata la tipologia del calcolo delle frecce in campata singola vanno effettuate le seguenti scelte:

- Tipologia della combinazione di carico di esercizio: quasi permanente
- Tipo di campata: trave su due appoggi
- N° tronchi a sezione costante: 1 (la geometria e l'armatura sono costanti per tutta la lunghezza della trave)
- Passo medio della discretizzazione: 20 cm
- Coppie agli estremi appoggiati della trave: 0 daNm
- Caratteristiche dei singoli tronchi della trave:
- Nome Sezione: ESEMPIO_8_GHALI.sez
- Lunghezza tronco: 800 cm
- $P_y = 1700 \text{ daN/m}$
- $N = 0 \text{ daN}$.

Negli output a video ed a stampa sotto riportati viene indicata, fra l'altro, la freccia massima (in corrispondenza del concio centrale) pari a 2.35 cm identica a quella calcolata testo citato. Si noti come la freccia istantanea pari a 1,32 cm sia circa la metà della freccia differita (quest'ultima calcolata col metodo AAEM).

Oltre a calcolare le frecce nei singoli conci per integrazione delle curvature il programma ne verifica l'apertura delle fessure e le tensioni normali.

Con questo stesso programma possono essere studiate (con piccolo errore) anche campate di travi iperstatiche (appartenenti a generici impalcati di edifici) a condizione di assegnare le coppie iperstatiche di estremità. Essendo inoltre possibile assegnare uno sforzo normale costante può essere studiata la deformazione (in un solo piano di inflessione) anche dei pilastri.



CALCOLO FRECCHE E VERIFICA SEZIONI DI UNA TRAVE IN C.A.

NOME DEL FILE: ESEMPIO_8

Descrizione Calcolo:

Tipologia della trave: Trave su due appoggi di estremità
 Numero tronchi a sez. costante: 1
 Passo medio discretizz. trave: 20 cm
 Tipologia combinazione carico: Quasi Permanente
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOM. N. 1 - Classe: C20/25
 Modulo Elastico Normale Ec: 300000 daN/cm²

Coeff. di Poisson: 0.20
 Resis. media a trazione fctm: 25.00 daN/cm²
 Coeff. Viscosità: 2.50
 Coeff. Ritiro: 0.25 /1000
 Coeff. Invecchiamento: 0.800
 Tensione normale Limite: 90.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite: 0.300 mm

ACCIAIO N. 1 - Tipo: B450C
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00
 Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50
 Tensione normale Sf Limite: 3150.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DEI SINGOLI TRONCHI DELLA TRAVE

N.Tronco Numero progressivo assegnato ai tronchi da sinistra a
 destra
 Nome Sez. Nome del file della sezione assegnata al tronco
 Lunghezza Lunghezza del tronco [cm]
 Carico un. Carico verticale uniformemente ripartito [daN/m] sul
 tronco
 [positivo se diretto verso il basso]

N.Tronco	Nome Sezione	Lunghezza	Carico un.
1	ESEMPIO_8_GHA	800.0	1700

FRECCE - CURVATURE - SPOST. ASSIALI DELLE SINGOLE SEZIONI DELLA TRAVE

N.sez Numero progressivo assegnato alle sezioni da sinistra a
 destra
 X sez Ascissa progressiva delle sezioni con l'origine nel
 vincolo di sinistra
 Nome Sez. Nome del file della sezione all'ascissa X sez
 Ver S/N = sezione verificata o meno alle tensioni limite ed a
 fessurazione
 Fess. S/N = sezione fessurata o con conglomerato interamente
 reagente
 Fr.Ini Freccia istantanea [cm] all'applicazione del carico
 [positiva se verso il basso]
 Cur.Ini Curvatura istantanea [1/cm] della sezione all'applicazione
 del carico
 S.O.Ini Spostamento assiale istantaneo [cm] della sezione
 all'applicazione del carico
 [positivo se opposto al verso crescente delle ascisse]
 Fr.Fin Freccia [cm] a fenomeni reologici esauriti [positiva se
 verso il basso]
 Cur.Fin Curvatura [1/cm] della sezione a fenomeni reologici
 esauriti
 S.O.Fin Spostamento assiale [cm] della sezione a fenomeni
 reologici esauriti

N.Sez	X sez	Nome Sezione	Ver	Fess.	Fr.Ini	Cur.Ini	S.O.Ini
Fr.Fin	Cur.Fin	S.O.Fin					

	1	9.8	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.048	0.0000003	0.000
0.089	0.0000020	0.000						
	2	29.3	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.143	0.0000008	0.000
0.268	0.0000036	0.000						
	3	48.8	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.238	0.0000014	0.000
0.444	0.0000052	0.000						
	4	68.3	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.333	0.0000019	0.000
0.619	0.0000067	0.000						
	5	87.8	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.427	0.0000024	0.000
0.791	0.0000081	0.000						
	6	107.3	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.520	0.0000063	0.000
0.960	0.0000151	0.000						
	7	126.8	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.610	0.0000073	0.000
1.124	0.0000181	0.000						
	8	146.3	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.698	0.0000089	0.000
1.280	0.0000208	0.000						
	9	165.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.782	0.0000110	0.000
1.429	0.0000231	0.000						
	10	185.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.863	0.0000127	0.000
1.569	0.0000252	0.000						
	11	204.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.938	0.0000143	0.000
1.699	0.0000271	0.000						
	12	224.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.008	0.0000157	0.000
1.819	0.0000288	0.000						
	13	243.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.072	0.0000170	0.000
1.928	0.0000302	0.000						
	14	263.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.129	0.0000180	0.000
2.025	0.0000315	0.000						
	15	282.9	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.180	0.0000189	0.000
2.111	0.0000326	0.000						
	16	302.4	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.223	0.0000197	0.000
2.184	0.0000336	0.000						
	17	322.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.259	0.0000203	0.000
2.244	0.0000344	0.000						
	18	341.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.287	0.0000208	0.000
2.291	0.0000349	0.000						
	19	361.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.307	0.0000211	0.000
2.325	0.0000354	0.000						
	20	380.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.320	0.0000213	0.000
2.345	0.0000356	0.000						
	21	400.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.324	0.0000214	0.000
2.352	0.0000357	0.000						
	22	419.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.320	0.0000213	0.000
2.345	0.0000356	0.000						
	23	439.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.307	0.0000211	0.000
2.325	0.0000354	0.000						
	24	458.5	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.287	0.0000208	0.000
2.291	0.0000349	0.000						
	25	478.0	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.259	0.0000203	0.000
2.244	0.0000344	0.000						
	26	497.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.223	0.0000197	0.000
2.184	0.0000336	0.000						
	27	517.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.180	0.0000189	0.000
2.111	0.0000326	0.000						
	28	536.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.129	0.0000180	0.000
2.025	0.0000315	0.000						

	29	556.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.072	0.0000170	0.000
1.928	0.0000302	0.000						
	30	575.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	1.008	0.0000157	0.000
1.819	0.0000288	0.000						
	31	595.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.938	0.0000143	0.000
1.699	0.0000271	0.000						
	32	614.6	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.863	0.0000127	0.000
1.569	0.0000252	0.000						
	33	634.1	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.782	0.0000110	0.000
1.429	0.0000231	0.000						
	34	653.7	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.698	0.0000089	0.000
1.280	0.0000208	0.000						
	35	673.2	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.610	0.0000073	0.000
1.124	0.0000181	0.000						
	36	692.7	ESEMPIO_8_GHA	S	S	0.520	0.0000063	0.000
0.960	0.0000151	0.000						
	37	712.2	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.427	0.0000024	0.000
0.791	0.0000081	0.000						
	38	731.7	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.333	0.0000019	0.000
0.619	0.0000067	0.000						
	39	751.2	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.238	0.0000014	0.000
0.444	0.0000052	0.000						
	40	770.7	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.143	0.0000008	0.000
0.268	0.0000036	0.000						
	41	790.2	ESEMPIO_8_GHA	S	N	0.048	0.0000003	0.000
0.089	0.0000020	0.000						

VERIFICA SEZIONI PER TENSIONI NORMALI ED APERTURA DELLE FESSURE

N.sez Numero progressivo assegnato alle sezioni da sinistra a destra

X sez Ascissa progressiva delle sezioni con l'origine nel vincolo di sinistra

Nome Sez. Nome del file della sezione all'ascissa X sez

Ver S/N = sezione verificata o meno alle tensioni limite ed a fessurazione

Momento Momento flettente nella sezione considerata

Sf.Ass. Sforzo normale baricentrico[daN] assegnato [+ se di compressione]

Sc max Massima tensione [daN/cm²] di compressione nel conglomerato

Sf min Massima trazione [daN/cm²] nell'acciaio

Ap.Fess. Apertura fessure finale massima [mm] nella sezione

N.Sez	X sez	Nome Sezione	Ver	Momento	Sf.Ass.	Sc max
Sf min	Ap.Fess.					
1	9.8	ESEMPIO_8_GHA	S	655	0	3.27
339.1	0.000					
2	29.3	ESEMPIO_8_GHA	S	1917	0	8.05
255.4	0.000					
3	48.8	ESEMPIO_8_GHA	S	3115	0	12.59
175.9	0.000					
4	68.3	ESEMPIO_8_GHA	S	4247	0	16.88
100.8	0.000					

5	87.8	ESEMPIO_8_GHA	S	5315	0	20.93	
29.9	0.000						
6	107.3	ESEMPIO_8_GHA	S	6319	0	30.16	-
1078.8	0.067						
7	126.8	ESEMPIO_8_GHA	S	7257	0	34.67	-
1240.6	0.092						
8	146.3	ESEMPIO_8_GHA	S	8131	0	38.86	-
1391.1	0.114						
9	165.9	ESEMPIO_8_GHA	S	8940	0	42.75	-
1530.6	0.133						
10	185.4	ESEMPIO_8_GHA	S	9684	0	46.32	-
1658.8	0.150						
11	204.9	ESEMPIO_8_GHA	S	10364	0	49.59	-
1776.0	0.166						
12	224.4	ESEMPIO_8_GHA	S	10979	0	52.54	-
1881.9	0.179						
13	243.9	ESEMPIO_8_GHA	S	11529	0	55.18	-
1976.7	0.191						
14	263.4	ESEMPIO_8_GHA	S	12014	0	57.51	-
2060.4	0.202						
15	282.9	ESEMPIO_8_GHA	S	12435	0	59.53	-
2132.9	0.211						
16	302.4	ESEMPIO_8_GHA	S	12791	0	61.24	-
2194.2	0.218						
17	322.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13082	0	62.64	-
2244.4	0.225						
18	341.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13309	0	63.73	-
2283.5	0.229						
19	361.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13471	0	64.50	-
2311.4	0.233						
20	380.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13568	0	64.97	-
2328.1	0.235						
21	400.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13600	0	65.13	-
2333.7	0.236						
22	419.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13568	0	64.97	-
2328.1	0.235						
23	439.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13471	0	64.50	-
2311.4	0.233						
24	458.5	ESEMPIO_8_GHA	S	13309	0	63.73	-
2283.5	0.229						
25	478.0	ESEMPIO_8_GHA	S	13082	0	62.64	-
2244.4	0.225						
26	497.6	ESEMPIO_8_GHA	S	12791	0	61.24	-
2194.2	0.218						
27	517.1	ESEMPIO_8_GHA	S	12435	0	59.53	-
2132.9	0.211						
28	536.6	ESEMPIO_8_GHA	S	12014	0	57.51	-
2060.4	0.202						
29	556.1	ESEMPIO_8_GHA	S	11529	0	55.18	-
1976.7	0.191						
30	575.6	ESEMPIO_8_GHA	S	10979	0	52.54	-
1881.9	0.179						
31	595.1	ESEMPIO_8_GHA	S	10364	0	49.59	-
1776.0	0.166						
32	614.6	ESEMPIO_8_GHA	S	9684	0	46.32	-
1658.8	0.150						

33	634.1	ESEMPIO_8_GHA	S	8940	0	42.75	-
1530.6	0.133						
34	653.7	ESEMPIO_8_GHA	S	8131	0	38.86	-
1391.1	0.114						
35	673.2	ESEMPIO_8_GHA	S	7257	0	34.67	-
1240.6	0.092						
36	692.7	ESEMPIO_8_GHA	S	6319	0	30.16	-
1078.8	0.067						
37	712.2	ESEMPIO_8_GHA	S	5315	0	20.93	
29.9	0.000						
38	731.7	ESEMPIO_8_GHA	S	4247	0	16.88	
100.8	0.000						
39	751.2	ESEMPIO_8_GHA	S	3115	0	12.59	
175.9	0.000						
40	770.7	ESEMPIO_8_GHA	S	1917	0	8.05	
255.4	0.000						
41	790.2	ESEMPIO_8_GHA	S	655	0	3.27	
339.1	0.000						

11 Bibliografia

[1] D.Min Infrastrutture 17 Gennaio 2018: Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni (NTC).

[2] Circolare Min.Infr. e Trasp. 2 Maggio 2018, n. 617: Applicazione norme tecniche per le costruzioni (NTC).

[3] D.M. 9 Gennaio 1996 - D.M. 14 Febbraio 1992: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso.

[4] Circolare LL.PP. 15 Ottobre 1996 n.252: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le strutture in c.a. normale e precompresso.

[5] UNI EN 1992-1-1 2005 EUROCODICE 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo.

[6] E. Giangreco: Teoria e tecnica delle costruzioni. Volume primo. Liguori Editore, Napoli 1992.

[7] A. Ghali, R. Favre: Concrete structures: Stresses and deformations. Chapman and Hall, 1986.

[8] E. Cosenza, C. Greco: Il calcolo delle deformazioni nelle strutture in cemento armato. CUEN, Napoli, 1991.

[9] E. Cosenza, Manfredi, Pecce: Strutture in cemento armato. HOEPLI Milano, 2008.

[10] R. Calzona, C. Cestelli Guidi: Il calcolo del cemento armato con i metodi delle tensioni ammissibili e degli stati limite. Hoepli, Milano, 1992.

[11] R. Favre, J. Jaccoud, ed altri: Progettare in calcestruzzo armato. Hoepli, Milano, 1994.

[12] G. Sarà: Esercizi di teoria e tecnica delle costruzioni. Liguori Editore, Napoli.

[13] R. Tritto: Programmi per il calcolo agli stati limite delle sezioni in c.a. Protec Editrice, Foggia

[14] R. Tritto: Un procedimento numerico per la verifica a taglio obliquo nei pilastri in c.a. Rivista "Ingegneria Sismica" n.2/2009, Patron Editore Bologna

[15] Progettazione di strutture in calcestruzzo armato - Vol. I - AICAP

12 Contatti

	 Telefono
	0690289085
	 Email
	info@geostru.eu-office@geostru.eu
	 Orari
	Lunedì-Venerdì Ore 9-17
 Supporto	
Per il servizio di assistenza usare preferibilmente l'area dedicata di supporto (Ticket).	