

PROVE CICLICHE SU NODI PILASTRO-TRAVE DI FONDAZIONE PER L'ADEGUAMENTO SISMICO DI STRUTTURE ESISTENTI, VERIFICA COMPARATIVA TRA DUE TECNICHE DIVERSE

NICOLA LONGARINI, ingegnere, Roma
FLAVIO PIZZAMIGLIO, ingegnere, Monza
GIUSEPPE SILVESTRO, ingegnere, Melfi (Pz)

SUMMARY

The paper presents the results of cyclic tests of full-scale buckling of nodes column-foundation beam in order to compare the main behavior differences between two different systems of columns reinforcement evaluating the seismic upgrading of existing reinforced concrete structures.

The first conventional system provides the reinforcement of the existing column by the addition of longitudinal and transverse steel bars. The second is realized by perimeter layer of steel fiber-reinforced concrete.

In order to obtain comparable results, cyclic tests are carried out by imposing on specimens, made with the different techniques, the same horizontal displacements.

1. INTRODUZIONE

La memoria presenta i risultati di prove cicliche di presso-flessione in scala reale su nodi pilastro-trave di fondazione al fine di confrontare le principali differenze di comportamento tra due diversi sistemi di rinforzo per i pilastri e valutare l'adeguamento sismico di strutture esistenti in calcestruzzo armato.

Il primo sistema, di tipo tradizionale, prevede il rinforzo del pilastro esistente mediante l'aggiunta di armature longitudinali e trasversali a differenza del secondo realizzato mediante con camicia perimetrale a tutta altezza in calcestruzzo fibrorinforzato.

Al fine di ottenere risultati confrontabili, le prove cicliche sono state svolte imponendo ai provini

realizzati con le diverse tecniche i medesimi spostamenti orizzontali.

Per le malte dei rinforzi si è proceduto anche alla misura dell'aderenza con il substrato del calcestruzzo.

2. DESCRIZIONE DEI CAMPIONI DI PROVA

I campioni individuati per l'esecuzione delle prove sono dei nodi pilastro-trave di fondazione in calcestruzzo armato aventi sezione di 350 x 350 mm, realizzati con un calcestruzzo gettato in opera con una resistenza a compressione di 20 MPa. L'armatura longitudinale a barre lisce è composta da 6 ferri $\phi 16$ e staffe $\phi 8$ passo 300 mm.

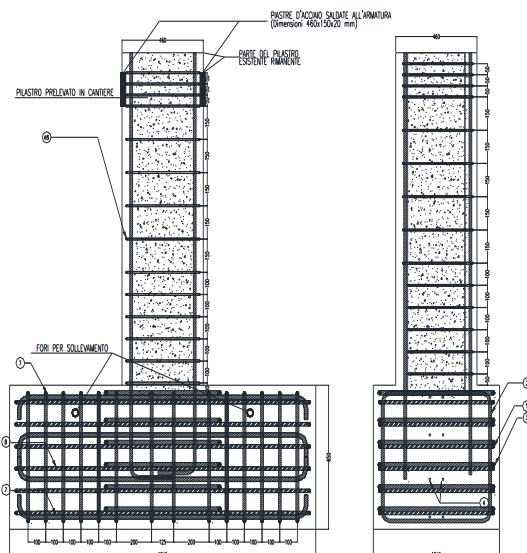


Figura 1. Schema di rinforzo mediante tecnica tradizionale.

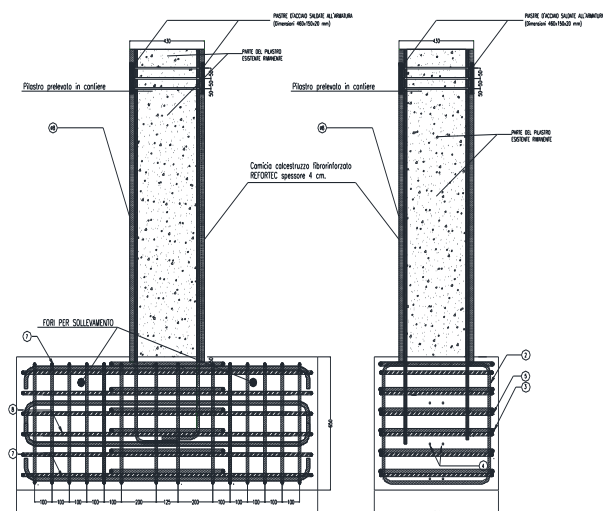


Figura 2. Schema di rinforzo mediante tecnica con calcestruzzo fibrorinforzato.

La prima tipologia di rinforzo individuata (*Rinforzo tradizionale*) ha comportato l'aumento della sezione del pilastro esistente, sino ad arrivare a 500 x 500 mm, mediante un apposito betoncino da ripristino avente resistenza media a compressione pari a 80 MPa con l'aggiunta di un'armatura longitudinale composta da 12 ferri $\phi 14$ (B450C) ed armatura trasversale $\phi 8$ passo 150 mm. Nel secondo caso (*Rinforzo calcestruzzo fibrorinforzato*) l'intervento ha previsto la realizzazione di una camicia di calcestruzzo addizionato con fibre metalliche portando lo spessore a 490 x 490 mm. Le diverse tecniche di rinforzo sono riportate in *Figura 1* e *Figura 2*.

3. DESCRIZIONE DELLA MACCHINA DI PROVA

Per l'esecuzione della prova il campione, composto dal pilastro e da uno spezzone di trave di fondazione, è stato posizionato alla base del banco di prova ed ancorato tramite un sistema di piastre e contro-piastre, tra loro collegate attraverso barre filettate, che vincolano lo spezzone della trave di fondazione.

Successivamente al pilastro è stato applicato un carico assiale mediante due martinetti oleodinamici, posizionati in testa e controllati da un'unica cella di carico. Tra i due martinetti ed il campione di prova è stata interposta una trave scatolare nell'intento di distribuire uniformemente il carico assiale su tutta la sezione. In questa organizzazione il contrasto al carico verticale è rappresentato dal solaio del laboratorio, collegato ai martinetti sopra descritti tramite barre Dywidag.

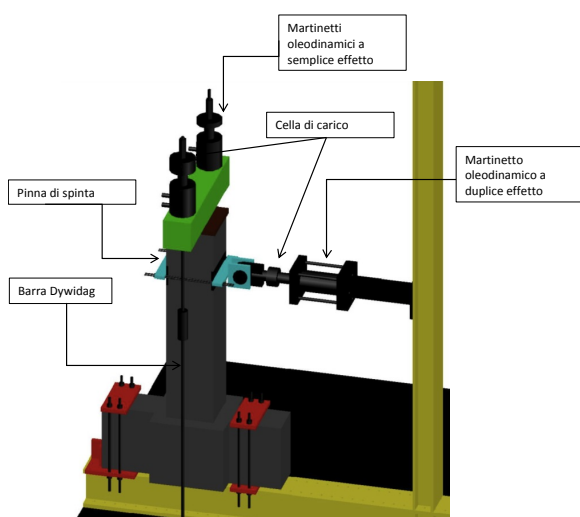


Figura 3. Schema della macchina di prova.

La spinta orizzontale è stata applicata per mezzo di un martinetto oleodinamico, alla cui estremità è

stata posizionata una pinna di spinta, costituita da due elementi di acciaio, tra loro collegati tramite barre filettate al fine di permettere l'aderenza alle facce opposte del pilastro. In questo modo è stato possibile eseguire le prove con carichi ciclicamente alternati. Il punto di applicazione del carico orizzontale è stato individuato ad un'altezza di 1,6 m dall'estradosso della fondazione. Lo schema di prova è riportato nella *Figura 3*.

4. DESCRIZIONE DELLA PROVA

Le prove sono state eseguite mediante l'imposizione di uno spostamento orizzontale ai provini realizzati con le diverse tecniche di rinforzo. A tal fine è stato definito il "drift" come il rapporto tra lo spostamento orizzontale del punto di posizionamento del carico (δ – mm) e la distanza tra lo stesso e l'estradosso della trave di fondazione (h – mm). L'obiettivo da raggiungere è stato fissato in un valore del drift pari al 4%. Nel caso del provino realizzato con la camicia in calcestruzzo fibrorinforzato si è riusciti a raggiungere un drift maggiore, pari al 6%, a differenza del provino realizzato con rinforzo di tipo tradizionale in cui si è avuta la rottura delle barre d'armatura longitudinale. Nei diagrammi (*Figura 4* e *Figura 5*) sono riportate le storie di carico dei provini realizzati con le diverse tecniche descritte in precedenza.

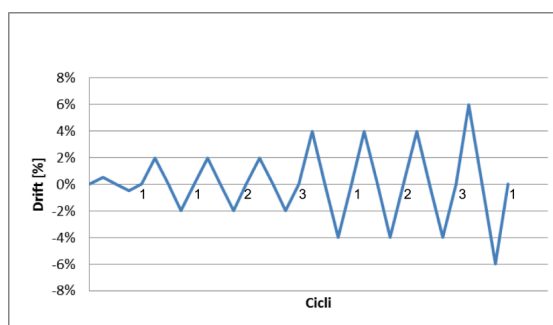


Figura 4. Storia di carico della prova sul campione rinforzato in modo tradizionale.

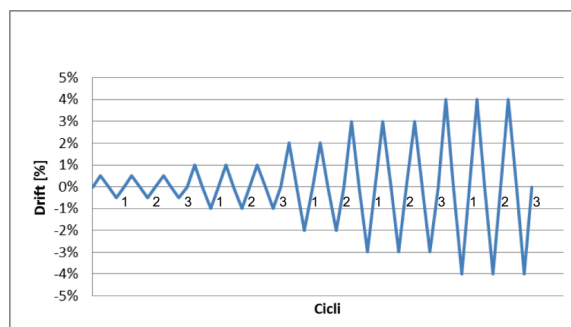


Figura 5. Storia di carico della prova sul campione rinforzato con tecnica innovativa.

5. RISULTATI DELLE PROVE

I risultati delle prove sono riportati nel seguente diagramma *Figura 6* in cui sono tracciate le curve “spostamento orizzontale – carico” con la sovrapposizione tra i risultati delle prove eseguite sia con il provino rinforzato in modo tradizionale che con quello realizzato con il calcestruzzo fibrorinforzato. Il collasso del provino rinforzato con il metodo tradizionale è avvenuto durante il primo ciclo di carico con drift imposto al 6%, attraverso la rottura di una delle barre longitudinali, nella fase di spinta del pilastro. Il particolare dell'armatura nel punto di rottura è visibile in *Figura 7*.

Per tale provino è stato determinato il valore di resistenza residua, riferita all'ultimo ciclo con drift al 4%, pari a 116 kN, circa il 55% della resistenza massima del pilastro (213 kN).

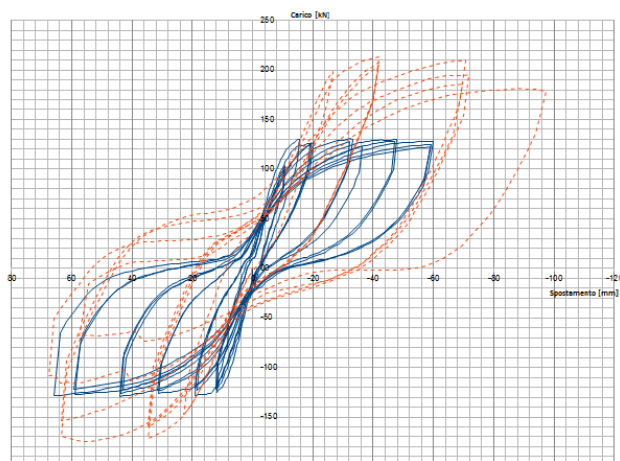


Figura 6. Risultati delle prove “carico-spostamento” per i campioni rinforzati con le due tecniche sopra descritte.



Figura 7. Rottura dell'armatura longitudinale durante la prova.

Per quanto concerne il provino rinforzato mediante il calcestruzzo con fibre metalliche, il collasso di quest'ultimo non è stato improvviso. Infatti, anche visivamente è stato possibile osservare la formazione di una fessurazione distribuita nella parte bassa della sezione, una frattura con distacco del calcestruzzo sulla trave di fondazione (*Figura 8*) e, sul lato opposto, lungo la superficie di separazione tra fondazione e pilastro (*Figura 9*).

Proprio quest'ultima tecnica di rinforzo ha dimostrato come il provino così rinforzato abbia completato i tre cicli di carico al 4% di drift senza alcun distacco del copriferro e con una resistenza residua finale di 121 kN, pari al 93% della resistenza massima (130 kN).



Figura 8. Frattura esterna alla base del pilastro



Figura 9. Frattura alla base del pilastro.

6. VALUTAZIONE DELL'ADERENZA TRA BETONCINO E CALCESTRUZZO

La prova si basa sullo standard armonizzato della UNI EN 1015-12: 2002 la quale prevede la determinazione dell'aderenza al supporto delle malte da intonaco esterno ed interno.

L'aderenza è determinata come lo sforzo massimo di trazione mediante carico diretto perpendicolare alla superficie della malta cementizia.

La forza di trazione è applicata tramite una piastrina incollata sulla superficie di prova della malta. La procedura di prova ha previsto:

- carotaggio dell'area di prova sino al raggiungimento del calcestruzzo del pilastro esistente continuando all'interno di quest'ultimo per una profondità di circa 5 mm;
- incollaggio della piastrina metalliche con adesivo epossidico sulle aree di prova, evitando che l'adesivo debordasse rendendo difficoltose le incisioni delle aree di prova;
- applicazione della forza di trazione perpendicolarmente all'area di prova in modo da permettere incrementi di carico tali per cui lo sforzo possa aumentare con una velocità compresa tra 0,003 N/(mm²*s) e 0,100 N/(mm²*s) ed il distacco avvenire in un tempo compreso tra 20 s e 60 s.

I risultati della prova hanno mostrato che, nel caso di rinforzo con tecnica tradizionale, in due casi su tre si è verificata la rottura del supporto esistente (vecchio calcestruzzo) mentre in un solo caso si è verificata la rottura del rinforzo, a causa delle vibrazioni indotte dal carotaggio, ad un valore di 3,06 MPa. Diversamente, nel caso del rinforzo con calcestruzzo fibrorinforzato, si è avuto in un solo caso il distacco all'interfaccia per un valore di 0,89 MPa e negli altri casi la rottura del supporto.

7. ANALISI NUMERICHE PER IL RINFORZO SISMICO DI STRUTTURE ESISTENTI

La bontà dei due sistemi di rinforzo è stata valutata attraverso apposite analisi numeriche con cui si è implementato quanto ottenuto da precedenti analisi sui pilastri di un edificio in calcestruzzo armato ubicato a L'Aquila e colpito dal sisma dell'aprile 2009.

Precisamente, è stato considerato un pilastro soggetto e ad azioni sollecitanti così definite:

- carico assiale, $N = 780 \text{ kN}$,
- momento flettente alla base, $M = 355 \text{ kNm}$.

Le analisi numeriche sono state condotte considerando i seguenti casi:

- CASO 1: stato di fatto, pilastro è armato con 6 ϕ 16 verticali e staffe ϕ 8 passo 30 cm;
- CASO 2: pilastro armato come nel CASO 1, e rinforzato con il "rinforzo tradizionale";
- CASO 3: pilastro armato come nel CASO 1, ma rinforzato attraverso con il "rinforzo calcestruzzo fibrorinforzato".

Nelle immagini (Figura 10, Figura 11 e Figura 12) si riportano i modelli di calcolo dei pilastri implementati a mezzo di elementi finiti tridimensionali (per i materiali: calcestruzzo, malta reoplastica e calcestruzzo fibro-rinforzato) ed elementi beam (per le barre di armatura).

Dall'esame dello stato di sollecitazione del pilastro originario emerge chiaramente il superamento degli Stati Limite visto il livello di sforzo raggiunto. Pertanto, per garantire un adeguato comportamento sismico si rende necessario intervenire rinforzando l'elemento strutturale o con quanto indicato nei precedenti paragrafi e individuato nel CASO 2 o nel CASO 3.

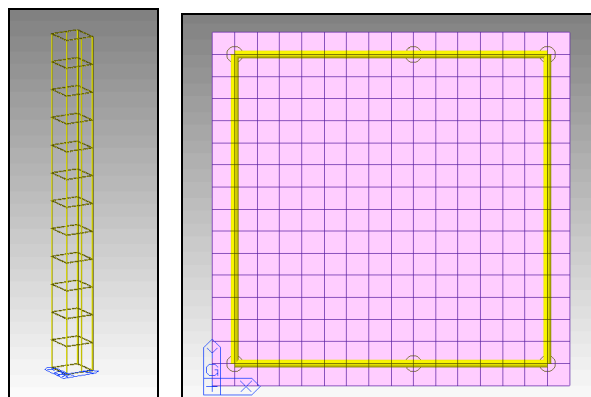


Figura 10. CASO 1, armatura longitudinale e sezione.

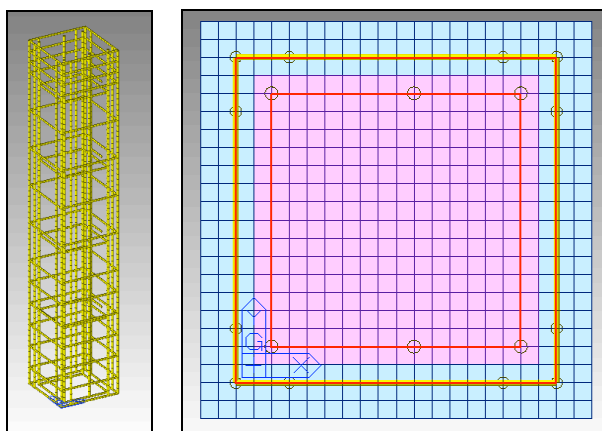


Figura 11. CASO 2, doppie armature longitudinali e sezione.

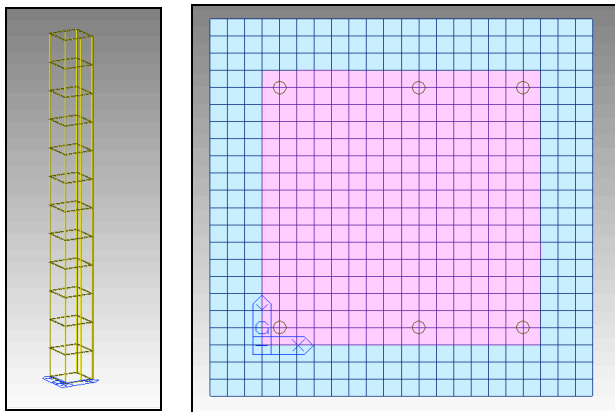


Figura 12. CASO 3, armatura longitudinale e rinforzo mediante incamicatura rinforzata con fibre.

Le analisi mostrano che nel CASO 2, “rinforzo tradizionale”, lo stato di sollecitazione ha un valore massimo dello sforzo di compressione sollecitante tale da soddisfare la verifica della sicurezza nei confronti del valore massimo dello sforzo resistente. Inoltre, anche le barre di armatura risultano sollecitate per un valore di sforzo tale da rispettare i requisiti di sicurezza imposti. La verifica della sicurezza è soddisfatta anche nel CASO 3, “rinforzo calcestruzzo fibrorinforzato”, in cui è presente anche uno stato di sforzo di trazione assorbito dalle fibre metalliche immerse nel calcestruzzo che innescando un meccanismo di sfilamento dissipano energia ingenerando un valore di resistenza a trazione post-picco. In quest’ultimo caso poi, non si verificano stati di sollecitazione tali da ottenere generare espulsione del copriferro che si registrano nel CASO 2.

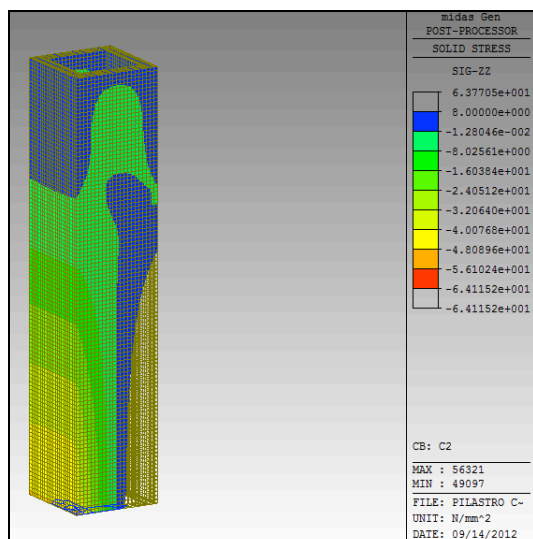


Figura 13. CASO 2, risultati delle analisi, sollecitazioni nel calcestruzzo.

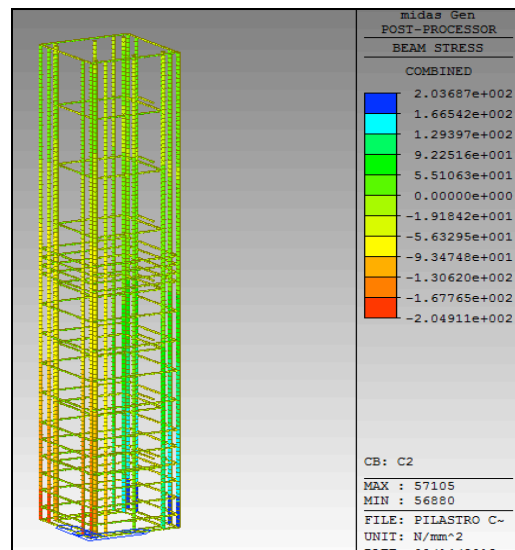


Figura 14. CASO 2, risultati delle analisi, sollecitazioni nelle barre di armatura.

8. CONCLUSIONI

Le prove di laboratorio hanno mostrato l'efficacia del sistema innovativo analizzato e testato in laboratorio realizzato con calcestruzzo fibrorinforzato, proponendolo come una valida alternativa all'adeguamento sismico delle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato. Una comparazione tra le due soluzioni è stata sviluppata anche a livello numerico giungendo poi alle verifiche di sicurezza, applicando quanto prescritto nella normativa vigente in materia di verifiche di sicurezza per le costruzioni in calcestruzzo armato.

9. BIBLIOGRAFIA

- [01] **E.J. PEDERSEN**, “Calculation of FRC Pipes based on the Fictitious Crack Model”, International Report BKM, 1996.
- [02] **H. FALKNER, V.HENKE**, “Innovation: Steel Fibre Concrete for Jointless Rail Tracks”, Proc. of the Fifth RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete BEFIB, Lione (Francia), 2000, pp. 273-279.
- [03] **B. SCHNÜTGEN**, “Design of Precast Steel Fibre Reinforced Garages”, in “Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete - Background and Experiences”, Proc. of the RILEM TC 162-TDF Workshop, Bochum (Germania), 20-21 Marzo 2003, pp. 153-159.
- [04] **K.S. ELLIOT, C.H. PEASTON, K. A. PAINE**, “Experimental and theoretical investigation of the shear resistance of

Steel Fibre Reinforced Prestressed Concrete Beams Part I: Experimental Work”, materials and Structures, 35, 2002, pp.

- [05] **L. FERRARA, A. MEDA, T. LAMPERTI, F. PASINI**, “Connecting fibre distribution, workability and mechanical properties of SFRC: an industrial application to precast elements”, Proceedings of 6th Rilem Symposium on Fiber Reinforced Concrete, M. di Prisco, R. Felicetti e G. Plizzari Eds., Varenna (LC), 20-22 Settembre 2004, pp. 493-504. 1133-1142.
- [06] **M. DI PRISCO, R. FELICETTI, M. LAMPERTI, G. MENOTTI**, “On size effect in tension of SFRC thin plates”, in Fracture Mechanics of Concrete Structures, V.C. Li, C.K.Y. Leung, K.J. Willam e S.L. Billington Eds., Vol.2, B.L. Schmick and A.D. Pollington (USA), 2004, pp. 1075-1082.
- [07] **M. DI PRISCO, C. FAILLA, R. FELICETTI, F. IORIO**, “Elementi di copertura prefabbricati in calcestruzzo ad alta resistenza fibrorinforzato: risultati sperimentali e problematiche progettuali, Studi e Ricerche, Flli Pesenti, Politecnico di Milano, Vol. 21, 2000, pp. 55-93.
- [08] **EN 1992-1-2 “Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1.2: General rules – Structural fire design”**, Final Draft, December 2003, 224 pp.

Ringraziamenti

Gli Autori intendono ringraziare il prof. ing. Antonio Migliacci in qualità di Presidente del Consorzio CIS-E presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano per il supporto offerto nello svolgimento del lavoro e per il consenso all'impiego di dati e documenti.

Contatti con gli autori:

Nicola Longarini, nicola.longarini@libero.it
Flavio Pizzamiglio, flavio.pizzamiglio@ingpec.eu
Giuseppe Silvestro, giuseppe.silvestro@aol.it