

ظرفیت نهائی ستونهای لاغر بتن و بتن آرمه

نوشته :

پروفسور آ. آ. گووزدوف (۱) رئیس آزمایشگاه بتن و انستیتوی تحقیقات بتن آرمه مسکو
مهندس آ. آ. چیستیاکوف (۲) سرمهندس مسئول تحقیق در آزمایشگاه بتن مسکو
مهندس آ. و. شویبیک (۳) دستیار تحقیق در آزمایشگاه بتن مسکو
ترجمه : (۴)

رضا قریشی دانشجوی دوره فوق لیسانس مهندسی راه و ساختمان دانشکده فنی دانشگاه تهران

تحت نظر :

دکتر مهدی قالیبافیان سرپرست آزمایشگاه مصالح ساختمان دانشکده فنی دانشگاه تهران

خلاصه :

موضوع مورد تحقیق رفتار (Behaviour) ستونهای بتنی و بتن آرمه تحت شرایط مختلف بارگذاری است. مطالعه تجربی شامل آزمایش تعداد زیادی ستونهای دو سر مفصلی با ضریب لاغری $\frac{l_0}{r}$ بین ۳۰ تا ۱۳۰ تحت بارهای کوتاه مدت و دراز مدت با خروج از مرکزهای متفاوت میباشد. مقاومت بتن و درصد فولاد نمونه ها نیز در مقیاس وسیعی متغیر بوده است. تجزیه و تحلیل نظری با توجه به تأثیر زمان انجام گرفته و بدین منظور روابط اصلی تئوری وارفتگی (Creep) خطی و غیر خطی بتن بکار گرفته شده است. تمام محاسبات بکمک حسابگر الکترونیکی انجام پذیرفته است.

۱ - A.A. GVOZDEV , Prof. , Dr . Sc. (Eng.)

۲ - E.A. CHISTIYAKOV , M. Sc. (Eng ,)

۳ - A.V. SHUBICK , Dipl. Eng.

۴ - ترجمه مقاله با اجازه کتبی نویسندگان آن بعمل آمده است

ظرفیت‌نهایی ستونهای لاغر تحت فشار، هم بطور تجربی و هم بطور نظری مطالعه شده است. قسمت تجربی مطالعه بمنظور آشکار کردن طرز کار ستونهای لاغر و عوامل مؤثر در ظرفیت باربری آنها بعمل آمده و نتایج حاصل از آن در بررسی نظری مسئله مورد استفاده قرار گرفته است.

تمام آزمایشات را میتوان به سه گروه تقسیم کرد:

در آزمایشهای دسته اول، ستونهای لاغر دو سر مفصلی تحت اثر بارهای کوتاه مدت سوازی با محور طولی نمونه و با خروج از مرکزهای متفاوت قرار گرفته‌اند. این طرز بارگذاری شکل بارگذاری مینا نامیده شده است.

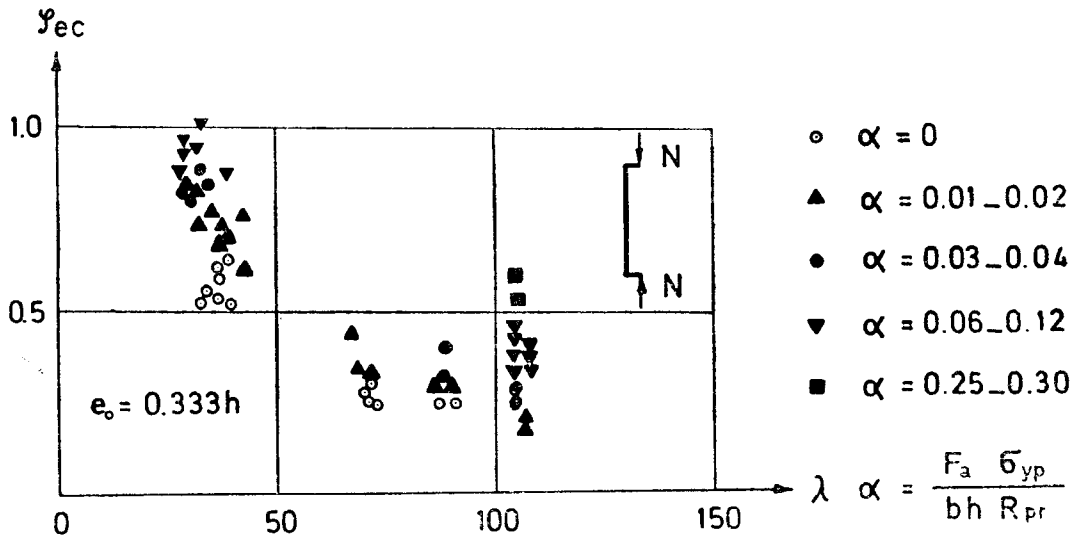
در گروه دوم آزمایشات، بارگذاری کوتاه مدت به روش دیگری بعمل آمده و نمونه‌های دسته سوم مطابق شمای گذاری مینا که در بالا ذکر شد تحت بار درازمدت قرار داده شده‌اند.

گروه اول شامل آزمایش بیش از ۲۴ ستون به مقطع مربع مستطیل و لوله‌ای بوده که ضریب لاغری آنها بین ۳۰ تا ۱۳۰ و خروج از مرکزشان تا ۷۰٪ ارتفاع مقطع انتخاب شده بود. قطعات آزمایشی از بتنی که مقاومت نمونه‌های منشوری آن یعنی R_{pr} بین ۱۰۰ تا ۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بوده و مقدار فولاد کل تا ۰ درصد ساخته شده‌اند. بارگذاری مرحله به مرحله که هر مرحله باندازه ۱ درصد بارنهایی بوده انجام گرفته است.

آزمایشات نشان داد که ستونهای تحت بار محوری نظیر ستونهای تحت بار خارج از محور گسیخته میشوند و علت آن افزایش میزان خمیدگی^(۴) میباشد. در واقع میتوان گفت که همیشه مقداری خروج از مرکز اولیه بعلمت عواملی نظیر انحنای اولیه نمونه، توزیع نامتقارن فولاد و یا همگن نبودن بتن در یک مقطع وجود دارد. دو چیز قبل از همه در ازدیاد تغییر شکل مؤثرند که عبارتند از خروج از مرکز اولیه و ضریب لاغری. هرچه خروج از مرکز اولیه کمتر باشد مقدار تغییر شکل نسبی نظیر تغییر شکل ستون تحت اثر بارنهایی کمتر خواهد بود. ظرفیت باربری نسبی یک ستون لاغر φ_{ec} یعنی نسبت بارنهایی آن به بارنهایی یک ستون کوتاه مشابه بستگی به تاب بتن و درصد فولاد دارد. هرچه میزان فولاد کمتر و بتن ستون قویتر باشد میزان φ_{ec} کمتری خواهیم داشت (شکل ۱).

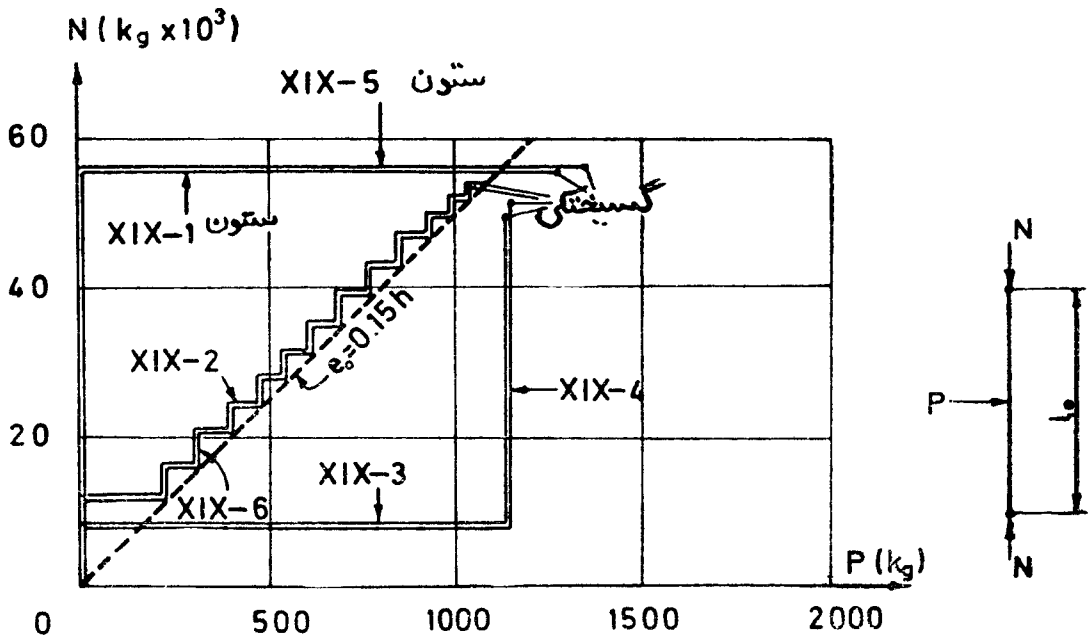
آزمایشات نشان داد که حتی مقدار کمی فولاد تأثیر قابل ملاحظه‌ای در میزان مقاومت ستونهای لاغر دارد.

دسته دوم شامل ۲ آزمایش روی ستونهای بمقطع مربع مستطیل و لوله‌ای بوده که تحت اثر مجموعه بار محوری و خمش جانبی قرار داشته‌اند. از این آزمایشات نتیجه گیری شد که با خروج از مرکز اولیه مشابه ظرفیت باربری بستگی به شکل بارگذاری دارد. بعنوان مثال بارنهایی یک قطعه آزمایشی



شکل ۱- مقادیر ضریب φ_{ec}

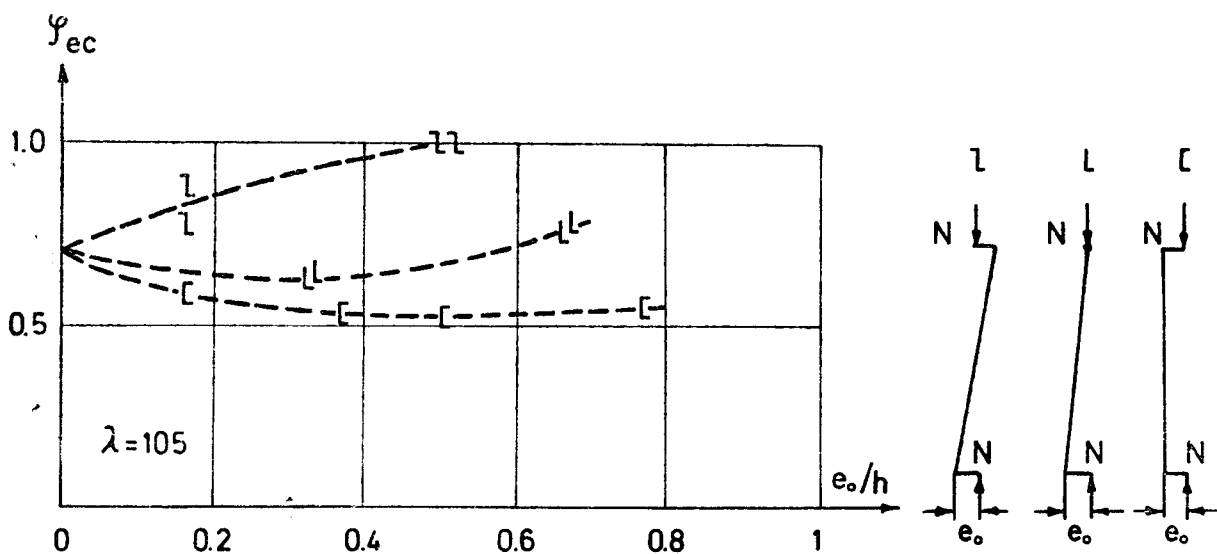
بطول l_0 تحت اثر بار محوری N و بار جانبی P با خروج از مرکز ماکزیمم $e_0 = \frac{Pl_0}{4N}$ بزرگتر است از نمونه مشابهی با همان خروج از مرکز که مطابق شکل مبنا بارگذاری شده باشد. برای ستونهای با ضریب لاغری ۱۰۰ این اضافه ظرفیت باربری ممکن است به ۳ درصد برسد. این اختلاف در صورت افزایش درصد فولاد کاهش مییابد.



شکل ۲- چگونگی بارگذاری بوسیله بار محوری N و بار جانبی P

آزمایش‌ها همچنین نشان می‌دهد که ظرفیت باربری قطعات لاغر بستگی به ترتیب وارد نمودن بار محوری و بار جانبی دارد. در این حالت اگر ابتدا نمونه تحت تمام بار محوری قرار گرفته و سپس بار جانبی تا موقع گسیختگی اضافه شود ظرفیت باربری بیشتری بدست می‌آید و اگر ترتیب بارگذاری معکوس گردد برای نمونه مشابه ظرفیت کمتری حاصل می‌شود (شکل ۲).

از این گذشته ۸ نمونه بمقطع مربع مستطیل با ضریب لاغری ۱.۰ در وضعی تحت آزمایش قرار گرفتند که خروج از مرکزهای دو سر نمونه از لحاظ مقدار و علامت نامساوی بودند. مشاهده شد که در این حالت ظرفیت باربری و طرز تغییر شکل ستون بستگی به مقدار نسبی خروج از مرکزهای اولیه دارد. برای مثال با خروج از مرکزهای کوچک غیرهم علامت، طرز اولیه تغییر شکل میتواند در طول بارگذاری بعدی تغییر کند. با افزایش خروج از مرکز اولیه ظرفیت باربری یک ستون لاغر به ظرفیت باربری یک ستون صلب کوتاه با همان خروج از مرکز نزدیک می‌شود. این امر بعلاوه انتقال مقاطع با تنش‌های بیشتر بطرف تکیه‌گاه‌های مفصلی است (شکل ۳).



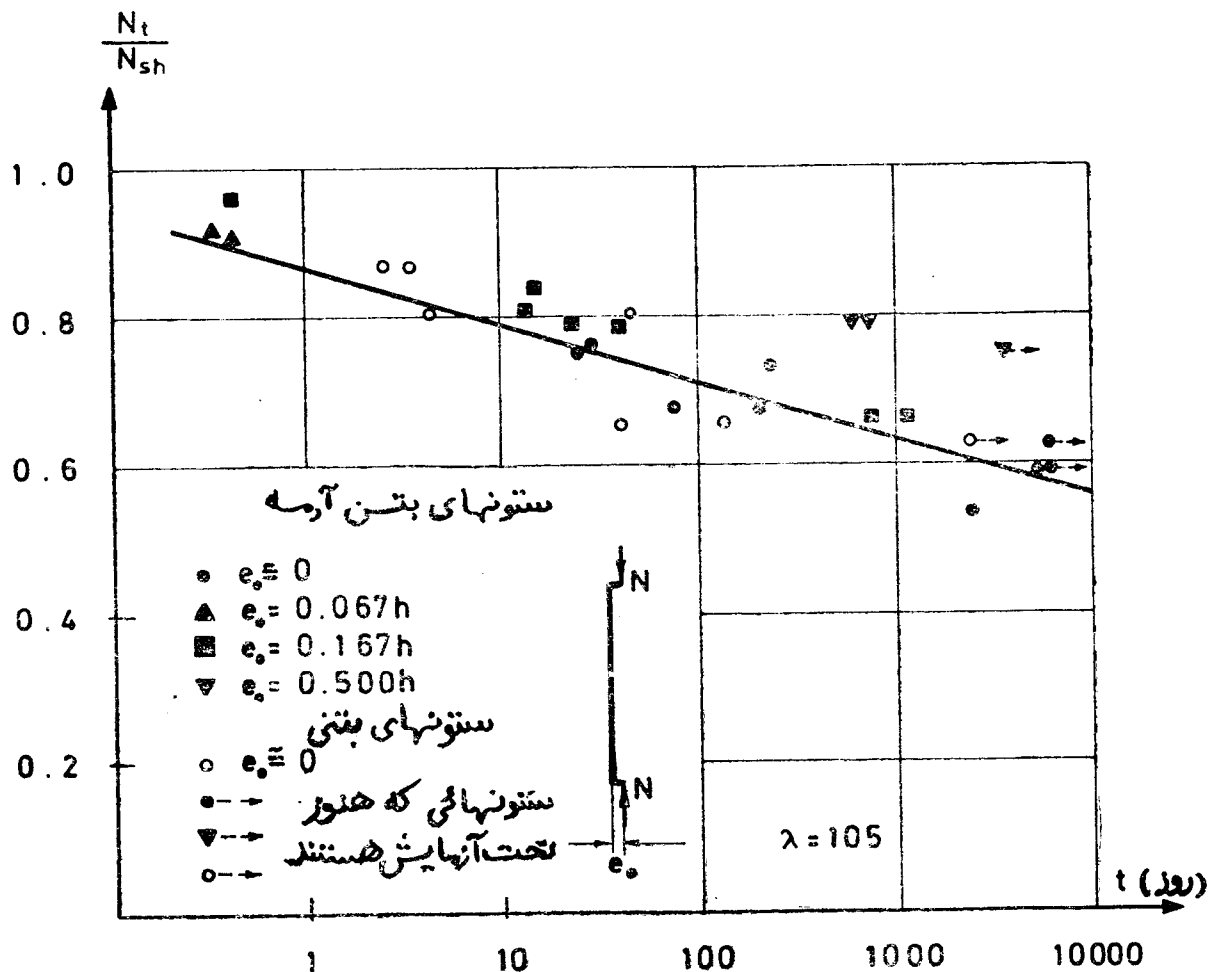
شکل ۳- تأثیر شکل بارگذاری در مقدار ضریب φ_{ec}

سومین دسته شامل آزمایش ۲۸ نمونه بمقطع مربع مستطیل و ضریب لاغری ۱.۰ و با درصد فولاد متغیر تحت اثر بارهای دراز مدت بوده است.

مقدار بار دراز مدت N_t برابر با ۰.۵۰ ر. تا ۰.۸۰ ر. بار گسیختگی کوتاه مدت N_{stb} بوده و آزمایشات اثر قابل ملاحظه لاغری ستونها را در رابطه بین ظرفیت باربری آنها در دو حالت بارگذاری دراز مدت و کوتاه مدت نشان می‌دهد. برای مثال سه ستون که بطور محوری بارگذاری شده و ضریب لاغری آنها ۱.۰ میباشد

مدت ۱۷ سال است که تحت اثر بار N_{sh} قرار دارند و هنوز تغییر شکل میدهند و انتظار میرود که این ستونها تا مدت زمان دیگری بحالت نهائی خود برسند.

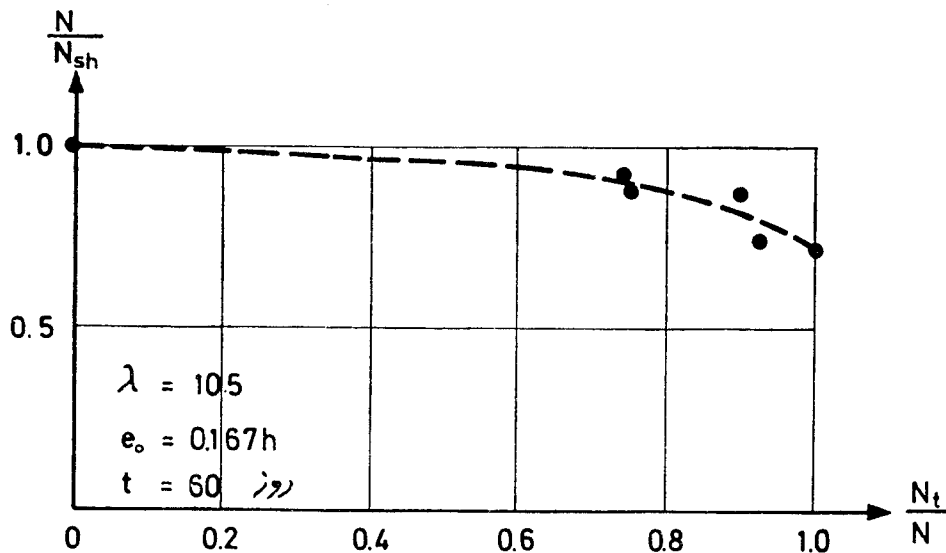
رابطه بین مقدار نسبی بار دراز مدت یعنی $\frac{N_t}{N_{sh}}$ و فاصله زمانی برای گسیخته شدن نمونه بعنوان یکی از نتایج آزمایشات ارائه گردیده. این رابطه در دستگاه نیمه لگاریتمی بطور تقریب بصورت خط مستقیم نشان داده شده است (شکل ۴). باید خاطر نشان ساخت ستونهایی که با یک مقدار نسبی بار بصورت خارج از محور بار گذاری شده اند عمرشان بیش از ستونهای تحت بار محوری بهمان مقدار نسبی است و این مسئله بوسیله اثر بیشتر افزایش خمیدگی در رفتار ستونهای تحت بار محوری قابل توجیه میباشد.



شکل ۴- نتایج آزمایشهای دراز مدت

درصد فولاد نیز روی مدت آزمایش نمونه مؤثر میباشد. از آزمایش ستونهای تحت بار محوری که ضریب لاغری آنها ۱۰۰ بود نتیجه گیری شد که در نمونه های غیر مسلح در مقایسه با ستونهای مسلح تمایلی به کم شدن عمر وجود دارد. بیشترین مقدار کم شدن عمر ستونهای غیر مسلح محتملاً تحت اثر بار خارج از محور دراز مدت مشاهده خواهد گردید.

اضافه برآزمایش درازمدت معمولی، بعضی از نمونه‌ها ابتدا برای مدتی تحت اثر بار N_t قرار گرفته و سپس بطور کوتاه مدت تا حد گسیختگی N بارگذاری شده‌اند. مشاهده گردیده که بارگذاری دراز مدت اولیه ظرفیت باربری را نسبت به مقدار آن تحت اثر بار کوتاه مدت تقلیل میدهد ولی در حال این ظرفیت از ظرفیت باربری تحت اثر بار دراز مدت بزرگتر است (شکل ه).



شکل ه - نتایج آزمایش ستونها تحت اثر بار دراز مدت اولیه با بارگذاری کوتاه مدت بعدی تا گسیختگی

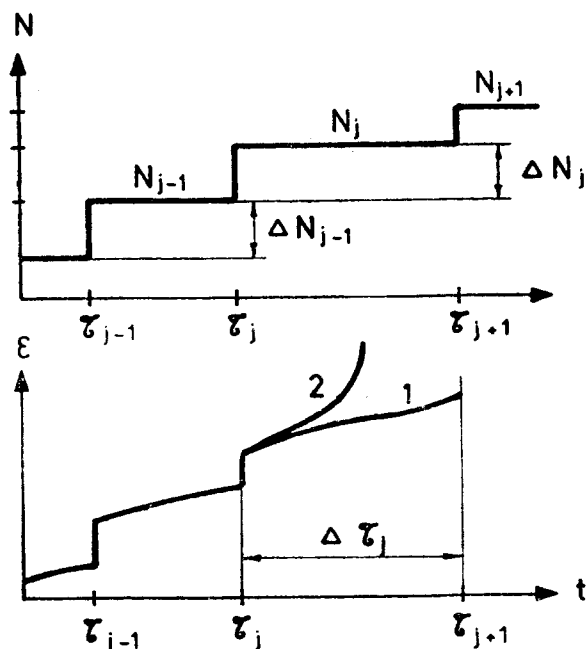
بر مبنای نتایج آزمایشات روش علمی آنالیز ستونهای لاغر تدوین گردیده. عوامل زیر که در ظرفیت باربری نهائی مؤثرند در نظر گرفته شده:

افزایش خروج از مرکز در مقطع با حداکثر تنش بعلت خمیدگی نمونه، درصد فولاد، مقاومت بتن، اثر زمان بارگذاری در مقدار نهائی خمیدگی در موقع گسیختگی.

هدف قسمت نظری مطالعه تدوین یک روش مطمئن و باندازه کافی تحلیلی برای ارزیابی ظرفیت باربری بوده است بطوریکه صحت روشهای عملی طرح با استفاده از مبانی نظری و بدون احتیاج به تعداد زیادی آزمایش دراز مدت تأمین گردد.

تابع بار بر حسب زمان $N(t)$ تغییر مرحله به مرحله (پلکانی) باریک ستون بمقادیر معین ΔN در هر مرحله و در فواصل زمانی Δt را که در آن بار وارد بر نمونه ثابت نگاهداشته میشود نشان میدهد (شکل ۶) مدت و میزان بار هر پله میتواند با توجه به روش آزمایش و طرز کار واقعی ساختمان و غیره در مقیاس وسیعی تغییر نماید. زمان نیز ممکن است از چند دقیقه تا دهها سال طول بکشد.

با طرح مسئله به این شکل میتوان معیاری بشرح زیر برای تجزیه و تحلیل کامل ظرفیت باری تنظیم نمود:



شکل ۶ - چگونگی بارگذاری و تغییر شکل

۱ - در صورتیکه قطعه بتواند بار N_j را در تمام مدت مرحله $\Delta \tau_j$ تحمل نماید ظرفیت باربری آن از این بار کمتر نمیباشد (منحنی ۱).

۲ - در صورتیکه قطعه زیر بار N_j ویا موقعی که سعی میشود بار را باین اندازه افزایش دهند گسیخته شود (تغییر شکل نسبی بطور نامحدود افزایش یابد) (منحنی ۲) ظرفیت باربری نهائی آن مساوی N_{j-1} میباشد.

در عمل میتوان این معیار را بوسیله مقایسه مقدار تغییر شکل قطعه با مقادیر داده شده معتبر و معین کنترل نمود.

نظر باینکه قابلیت نمونه برای پذیرش بار بزرگتر هر مرحله بعدی بوسیله مقدار تغییر شکل آن مشخص میشود باید چگونگی نشر تغییر شکل نسبی در تمام مدت بارگذاری مورد توجه قرار گیرد. بدین منظور وضع تنش و تغییر شکل نسبی نمونه باید در هر مرحله بارگذاری ویا در حالت بار دراز مدت $N = \text{Const.}$ هرچه که بیشتر میسر باشد کنترل شود.

برای مسئله ای که مطرح شد مدل مفروضی بصورت قطعه ای متشکل از تعدادی تارهای تغییر شکل یافته که موازی محور طولی قطعه میباشند در نظر گرفته میشود. در مقطع با حداکثر تنش تغییر شکل نسبی تارها با احتساب وارفتگی غیر خطی تعیین گردیده و فرض میشود که مقاطع پس از تغییر شکل، مسطح باقی میمانند.

چگونگی تغییر شکل قطعۀ شکل قطعه و باز تقسیم تنش در طول زمان بطریقه زیر تعیین میشود :

دیاگرام تنش $\sigma(\tau)$ در بارگذاری لحظه‌ای ابتدائی که میان i تار توزیع میشود خطی فرض میگردد و از مقادیری که باین ترتیب برای $\sigma_i(\tau)$ حاصل میشود میتوان تغییر شکل نسبی کلی هر تار در زمان t یعنی $\varepsilon_i(t)$ را بطور جداگانه تعیین نمود.

پس از آن دیاگرام $\bar{\varepsilon}(t)$ به دیاگرام خطی $\varepsilon(t)$ تغییر داده میشود بطوریکه دیاگرام $\sigma(t)$ هر دو شرط تعادل را برآورده نماید.

از آنجائیکه خطی نمودن دیاگرام لحظه‌ای فرض میشود، تنش در تار i ام با توجه به دیاگرام خطی شده تغییر شکل نسبی بصورت زیر میباشد :

$$\sigma_i(t) = \sigma_i(\tau) + E_0[\varepsilon_i(t) - \varepsilon_i(\tau)] \quad (1)$$

که در آن E_0 عبارتست از ضریب ارتجاعی بتن .

چون بطور همزمان سیستم تنش‌های ارتجاعی با در نظر گرفتن افزایش خمیدگی و نیروهای خارجی اثر داده میشود، بنابراین از دیاگرام تنش‌های $\sigma(t)$ که باین ترتیب حاصل میشود وضع تنش تغییر شکل نسبی برای لحظه بعد و لحظات بعد از آن با تکرار ساده روشی که در بالا شرح داده شد بدست خواهد آمد . شرط ایجاد ترک عبارتست از :

$$\varepsilon'_i(t) \geq \frac{2R_t}{E_0} \quad (2)$$

که در آن $\varepsilon'_i(t)$ عبارتست از تغییر شکل نسبی نهائی بتن و R_t تاب کشتی بتن میباشد .

تنش در تارهایی که شرط فوق (رابطه ۲) در مورد آنها صدق مینماید، صفر فرض میشود بدلیل اینکه تارها بوسیله ترک قطع میگردند .

هر کدام از تارهای تشکیل دهنده قطعه تحت شرایط مختلف بارگذاری کار میکنند . تغییر شکل نسبی کلی هر تار شامل تغییر شکل نسبی ارتجاعی، وارفنگی خطی برگشت پذیر و وارفنگی غیر خطی برگشت ناپذیر میباشد (آ.آ. گووزدف ۱۹۶۷ و السکاندر ووسکی ۱۹۷۰) باین ترتیب تغییر شکل‌های برگشت ناپذیر در طول زمان رویهم جمع شده و به عدم انطباق محور خنثی دیاگرام تغییر تنش و دیاگرام تغییر شکل نسبی منجر میشود .

حالت تنش و تغییر شکل یک قطعه لاغر در هر موقع معین بکمک معادلات تعادل و با در نظر گرفتن تغییر شکل‌های نسبی و تنش‌هایی که با روش توضیح داده شده در بالا محاسبه گشته‌اند تعیین میگردد .

بعنوان مثالی برای این روش تجزیه و تحلیل، توزیع تغییر شکل نسبی و تنش یک ستون لاغر

بتنی ترك نخورده تعیین گردیده است. معادلات تعادل برای چنین قطعه‌ای بصورت زیر خواهد بود :

$$\frac{N(t)}{b} = \int_0^h \sigma(t) \cdot dx \quad (۳)$$

$$\frac{N(t)}{b} \left[\frac{h}{2} - e_0 - f(t) \right] = \int_0^h \sigma(t) \cdot x(t) \cdot dx \quad (۴)$$

که در آنها :

$x(t)$ عبارتست از فاصله تار i ام از آن لبه مقطع که تغییر شکنش ماکزیمم است .

$\sigma(t)$ عبارتست از تنش درین در زمان t

$f(t)$ عبارتست از خمیدگی که برابر است با :

$$f(t) = \frac{1}{\rho} (t) \frac{l_0^2}{\pi^2}$$

h عبارتست از ارتفاع مقطع

b عبارتست از بهنای مقطع

e_0 عبارتست از خروج از مرکز اولیه

$\frac{1}{\rho}(t)$ عبارتست از انحناء در مقطع با تنش حداکثر.

حال مقطع را به n قسمت مساوی که n عددی است زوج قسمت کرده و دیاگرام تنش هر زوج

ازین قسمتها را به تقریب منطبق با سهمی زیر فرض مینمائیم .

$$\sigma(t) = a_{0k}(t) + a_{1k}(t) \cdot x(t) + a_{2k}(t) \cdot x^2(t) \quad (۵)$$

که در آن $a_{0k}(t)$ و $a_{1k}(t)$ و $a_{2k}(t)$ ضرایبی هستند که مربوط به زوج k ام میباشند .

باین ترتیب نسبت کل نیروی عمودی به عرض مقطع با استفاده فرمول سمسون^(۵) چنین خواهد بود :

$$\frac{N(t)}{b} = \frac{h}{3n} \sum_{i=0}^{i=n-2} \left[\sigma_i(t) + 4\sigma_{i+1}(t) + \sigma_{i+2}(t) \right] \quad (۶)$$

و همان نسبت به تار i که تنش در آن حداکثر است بشکل زیر در خواهد آمد :

$$\frac{N(t)}{b} \left[\frac{h}{2} - e_0 - f(t) \right] = \frac{h^2}{3n^2} \sum_{i=0}^{i=n-2} \left\{ 2 \left[2\sigma_{i+1}(t) + \sigma_{i+2}(t) \right] + i \left[\sigma_i(t) + 4\sigma_{i+1}(t) + \sigma_{i+2}(t) \right] \right\} \quad (۷)$$

(۵) Simpson

در فرمول‌های ۶ و ۷ داریم :

$$i=0, 2, 4, \dots, (n-2)$$

از حل همزمان این معادلات با معادله وارفتگی و پس از یک رشته تبدیلات میتوان راه حل کلی تر مسئله را به شکل بالنسبه ساده‌ای بدست آورد که احتیاج به تکرار آن نیست.

برای ستون با مقطع مربع مستطیل که برای آن $n=12$ میباشد راه حل کلی بشرح زیر است :

$$\frac{1}{\rho}(t) = \frac{D_1(t)}{1 + \frac{N(t)}{N_e}} \quad (8)$$

$$\varepsilon_{i=0}(t) = \frac{2}{3} h \cdot \frac{1}{\rho}(t) + \frac{D_2(t)}{216} \quad (9)$$

$$\varepsilon_i(t) = \varepsilon_{i=0}(t) - \frac{1}{\rho}(t) \cdot x_i(t) \quad (10)$$

که در آنها

$\varepsilon_{i=0}(t)$ عبارتست از تغییر شکل نسبی فشاری تار انتهایی در زمان t

$\varepsilon_i(t)$ عبارتست از تغییر شکل نسبی تار i ام در زمان t

$N(t)$ عبارتست از بار وارد به قطعه در زمان t

وبالاخره

$$N_e = \frac{\pi^2 E_o I}{l_o^2} \quad (11)$$

$D_1(t)$ و $D_2(t)$ عبارتند از پارامترهایی که تابع ابعاد مقطع و چگونگی نشر تنش و تغییر شکل نسبی هستند.

در حالت بارگذاری ارتجاعی اولیه ، در زمان $t=0$ داریم :

$$D_1(t=0) = \frac{\pi^2 e_o}{l_o^2} \cdot \frac{N(t=0)}{N_e} \quad (12)$$

$$D_2(t=0) = \frac{432N(t=0)}{E_o b h^2} \left[\frac{h}{2} - e_o - \frac{1}{\rho}(t=0) \cdot \frac{l_o^2}{\pi^2} \right] \quad (13)$$

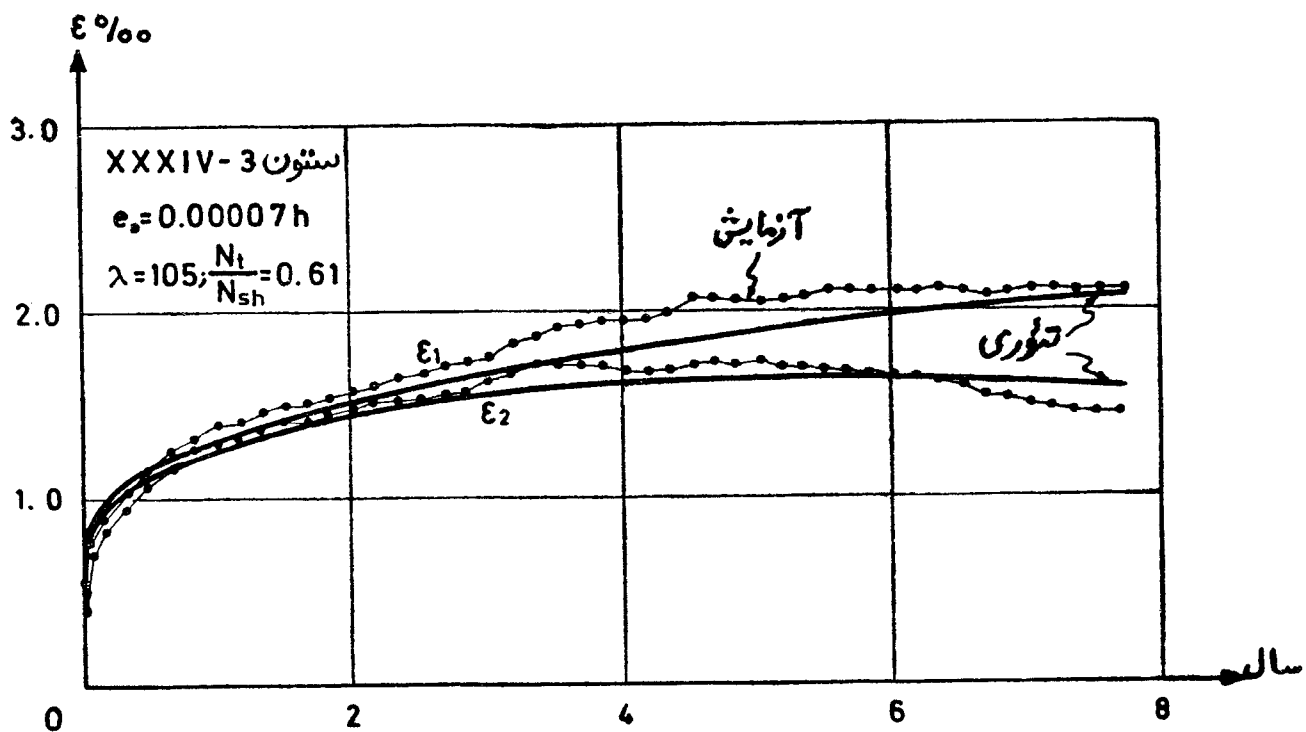
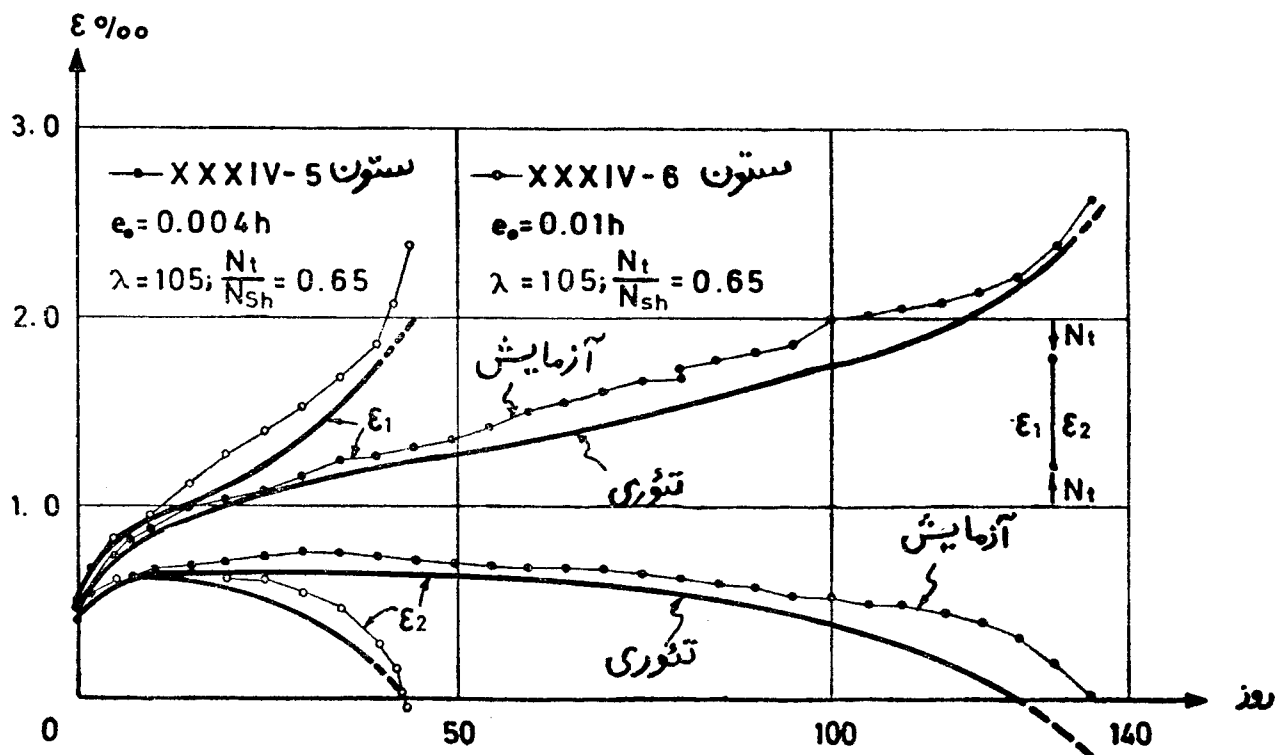
با استفاده از روشی که توضیح داده شد، تغییر شکل‌های نسبی ستونهای آزمایشی به کمک حسابر الکترونیکی

(M · 220 · M) حساب شده و بطوریکه در شکل (۷) دیده میشود انطباق نسبتاً خوبی با نتایج حاصل از

آزمایش نشان داده است.

باید داشت مشابهی میتوان تغییر شکل‌های نسبی قطعات بتن آرمه را نیز تعیین کرد ولی باید پارامتر

های اضافی دیگری که به همکاری بتن و فولاد در مقطع ترك خورده میباشد در محاسبات وارد شود.



شکل ۷ مقایسه نتایج تجربی و نظری

مراجع

References

1. Alexandrovsky S. V. , Popkova O. M. 1970. Non - linear concrete creep under complex loading. «Concrete and reinforced concrete »N 1, P. P. 27- 31 .
2. Gvozdev A. A. , Galustov K. S. , Yashin A. V. 1967. Some improvements of the concrete linear creep theory. «Rigid body mechanics » N 6, P. P. 13 - 19 .
3. Thal K. E. , Chistiakov E. S. 1963 Experimental study of ultimate strength of slender reinforced concrete columns. « Experimental and theoretical studies of reinforced concrete structures , Proceedings of the Institute of Concrete and Reinforced Concrete » , P. P. 131 - 165.
- 4 . Thal K.E., Chistiakov E. A. , Shubick A. V. 1969. Behaviour of slender concrete columns under sustained axial loads . « Some features of deformations of concrete and reinforced concrete and application of digital computers for their evaluation. Proceedings of the Institute of concrete and reinforced concrete » P. P. 98 - 105.