به نام خدا

علیرضا فاروقی
کارشناسی ارشد مهندسی زلزله

Management@ISTAins.com

عضو انجمن مهندسین عمران آمریکا ASCE
عضو انجمن مهندسان ایرانی محاسب ساختمان
عضو انجمن مهندسی زلزله ایران

تحلیل مرتبه دوم (P-Delta) و برنامه های سازه ای – معرفی ترکیب بار (ویرایش دوم- بخش اول)

چکیده

آنچنان که می دانیم آنالیز یک سازه عبارت است از برآورد پاسخهای آن براثر بارهای وارده.آنالیز سازه به چندین روش و صور مختلف انجام می پذیرد که هر کدام شرایط مربوط به خود و نتایج مجزا از یکدیگر خواهد داشت . چه بسیار سازه هایی هستند که تحت شرایط خاصی تحلیل های مختلفی را برای درک هرچه بهتر رفتار اجزای آن باید انجام داد و در انتها با تطبیق و در برخی از موارد برهم نهی نتایج باید به درک کامل تری از پاسخها رسید. یکی از این تحلیل ها تحلیل مرتبه دوم یا P-Delta است . انجام این تحلیل برای تمامی سازه ها لزومی ندارد ولی برای آندسته از سازه هایی که این تحلیل می‌بایست انجام پذیرد بررسی چند نکته حائز اهمیت است . یکی از آن موارد ترکیب بار موثر بر سازه در تحلیل P-Delta است. این مقاله سعی دارد تا با معرفی پارامترهای موثر در این تحلیل به ترکیب بار صحیح برای تحلیل اشاره شده برسد.

کلمات کلیدی

تحلیل مرتبه دوم ، سختی ، سختی هندسی ، سیستم تک درجه آزادی ،رفتار خطی ، رفتار غیر خطی

برای معرفی تحلیل مرتبه دوم ابتدا به معرفی چند نکته پرداخته می شود:

۱- انواع تحلیلهای سازه ای

۲- شرایط و ضوابط تحلیل

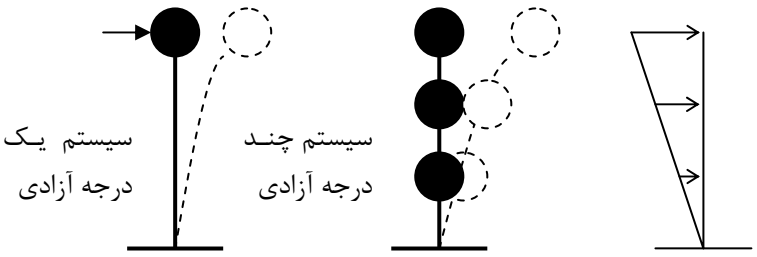
۱- انواع تحلیلهای سازه ای

آنچنانکه می دانیم تحلیلها به دو دسته کلی خطی و غیرخطی تقسیم می شوند. تحلیلهای خطی به آن دسته از تحلیلهایی اطلاق می شود که رفتار سازه را در مرحله خطی (Linear) بررسی می کنند این تحلیلها نیز بر دو نوع هستند :

الف – تحلیل استاتیکی خطی

ب - تحلیل دینامیکی خطی

تحلیل استاتیکی خطی که متداولترین نوع تحلیل سازه است برای بررسی رفتار سازه تحت بارهای ثقلی و جانبی در مرحله رفتار خطی اجزای سازه استفاده شده و با فرضیات ساده شده تحلیلی می تواند دید اولیه بسیار خوبی از رفتار سازه به ما بدهد ولی این تحلیل برای سازه هایی که اولا رفتار بسیار متفاوتی در مرحله غیرخطی دارند و ثانیا برای سازه هایی که ارتعاش آنها تحت بار جانبی متفاوت از سیستم های تک درجه آزادی ساده شده می باشد با واقعیت فاصله بسیار دارد . سیستم تک درجه آزادی میله ای است که به انتهای آن یک گوی جرم دار متصل شده و تحت بارگذاری و ارتعاش ، اشکال مودی (ارتعاشی) خاصی ارائه دهد.



توزیع خطی نیرو با فرض ارتعاش مشابه سیستم یک درجه آزادی که در آن تمام درجات آزادی در امتداد ارتعاشات زمین و شکل ارتعاشی روبرو شده اند.(تغییر مکان همجهت)

به طور مثال در سازه های نامنظم که در اثر تغیر سختی و یا اثر مدهای مختلف ، توزیع نیروی جانبی آنها مانند بالا خطی و یکنواخت نباشد انجام آنالیز دینامیکی که نشان دهنده توزیع صحیح نیرو خواهد بود اجباری می نماید.

حال به همین ترتیب تحلیلهایی که رفتار سازه را در مرحله غیر خطی (Nonlinear) بررسی می کنند نیز به دو دسته تقسیم می شوند:

ج- تحلیل استاتیکی غیر خطی

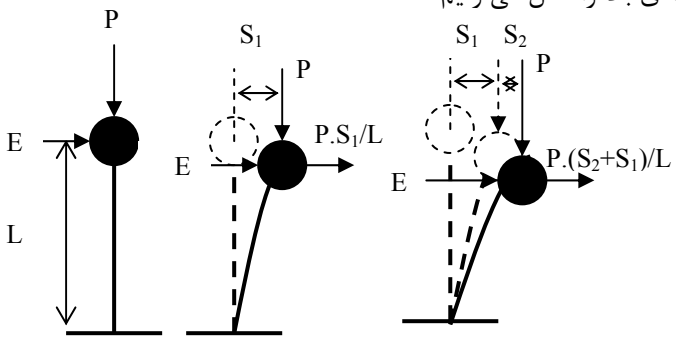
د - تحلیل دینامیکی غیرخطی

این تحلیلها نیز به بررسی رفتار سازه در مرحله غیر خطی می پردازند .هدف این مقاله بررسی و تشریح این تحلیلها نیست چرا که در این موضوع بسیار مطالب مشروح و مبسوطی در کتب مختلف سازه ای یافت می شود . هدف اشاره به نکاتی خاص در این میان است :

در تمامی این تحلیلها معمولاً یک نکته اشتراک وجود دارد و آن انجام تحلیل سازه تحت بار جانبی ***همزمان*** با بارثقلی است. به این معنا که بار جانبی بر سازه ای اعمال می شود که در همان لحظه در حال تحمل بار ثقلی است و لذا از قبل تحت اثر بار خاصی نبوده است . به این نوع تحلیل ، **تحلیل مرتبه اول** می گویند. (بجز استاتیکی غیرخطی)

آنچنانکه مشخص است بارگذاری ثقلی سازه باعث تغییر شکل و در نتیجه تغییر سختی اعضای سازه ای شده لذا در اثر اعمال بار جانبی دو نتیجه حاصل می گردد:

۱- تغییر مکان نقطه اثر نیرو (اثر خطی-ارتجاعی) : در اثر نیروی جانبی نقطه اثر نیروی ثقلی جابجا شده و ایجاد یک ممان ثقلی ثانویه می‌کند ، خود این تغییر شکلها ممکن است بر اثر تغییر سختی ها (که در ادامه تشریح می گردد) تشدید گردد، برای مثال همان سیستم یک درجه آزادی بالا را مثال می زنیم :



در اینجا می بینیم که بر اثر تغییر مکان ناشی از بار جانبی، بار ثقلی نیز ایجاد ممان ثانویه و در نتیجه برش ثانویه کرده ($P.(S_2+S_1)/L$) و این خود نیز باعث ایجاد تغییر مکان بیشتری می کند و این کار تا همگرایی و رسیدن به پایداری ادامه دارد.

(از تغییرشکل عضو بین دو انتهایش - انحنا- صرف نظر می گردد)

۲- تغییر سختی(اثرغیرخطی-ارتجاعی) : ستون یک درجه آزادی تحت اثر بار ثقلی فشاری که در ابتدا وارد شده نرم تر می گردد یا به عبارتی ***سختی هندسی*** آن تغییرکرده لذا تغییر مکان ناشی از بار جانبی که مستقیماً به سختی جانبی آن بستگی دارد افزایش می یابد. نتیجتاً این عامل باعث افزایش تغییر مکانها و بعضاً نیروهای سازه شده و با حالتی که سازه هیچ تغییر سختی نداده است متفاوت خواهد بود. این اثر به **تحلیل مرتبه دوم غیرخطی** –یعنی تحلیل پس از بارگذاری و تغییر شکل و نوشتن روابط تعادل برای هندسه تغییرشکل یافته عضو –معروف است. در یک سازه و برای محاسبه سختی کل داریم :

$$[K]= [Kf]-[Kg]$$

در رابطه بالا Kf ماتریس سختی مرتبه اول استاندارد و Kg ماتریس سختی هندسی است که به میزان P و طول عضو L بستگی دارد.تا قبل از انجام تحلیل ، مقدار نیروی محوریP مشخص نبوده و برابر صفر منظور می گردد و داریم : $[K]=[Kf]$

(تحلیل مرتبه اول) . در ادامه با مشخص شدن P ماتریس سختی هندسی ([Kg]) نیز محاسبه شده و باعث کاهش سختی کل می گردد و چنانچه با افزایش P داشته باشیم : [Kf] = [Kg] سختی کل برابر صفر شده و ***کمانش*** اتفاق می افتد.
برنامه هایی که قادر به انجام تحلیل های غیر خطی هندسی باشند مانند SAP,ETABS قادر به در نظر گرفتن هر دو اثر هستند و حالا سوال اصلی اینجاست که مقدار P چقدر است و چگونه به برنامه معرفی می گردد؟

۲- شرایط و ضوابط تحلیل

برای معرفی شرایط و ضوابط تحلیل و محاسبه مقدار P ذکر چند مطلب مهم است :

۱- آنچنانکه مسلم است ***تحلیل*** همیشه به وسیله بارهای ***بدون ضریب*** انجام می پذیرد و این نتایج تحلیل یعنی M,P,V,. هستند که با توجه به ضوابط مختلف آیین نامه های ***طراحی*** در ترکیبات مختلف بزرگنمایی می شوند و آنچنانکه می دانیم در برنامه های ذکر شده می توان ترکیبات بار را **پس از انجام تحلیل** اضافه نمود.! لذا آن چنانکه از نام آن پیداست ***تحلیل*** P-Delta باید با بارهای **بدون ضریب** باشد.

۲- آنچنانکه از درک درست بدست می آید بار (P) می بایست بار قائم و **دائمی** باشد که بتواند بر سختی هندسی سازه تاثیر بگذارد پس می بایست با توجه به عبارت بار دائمی بودن این بار را تمامی بار مرده و قسمتی از بار زنده بنامیم.

۳- حال به توضیح یکی از مراجع نگاهی می اندازیم:

دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود : بند ۳-۲-۵-۱

در این بخش به طور شفاف داریم:

(اثرات P-Delta در محدوده رفتار خطی مصالح)

P: **بخشی از وزن سازه شامل بار مرده و بار زنده دائم و ۲۵٪ بار زنده متحرک**

به طور مثال اگر بارمرده سازه ای ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده وسایل ثابت ۱۵۰و بار افراد و غیره ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع خواهیم داشت:

P=500+150+0.25×100=675 Kg/m^2 ~ D.L+0.7L.L

یعنی ترکیب بار تحلیل P-Delta خواهد بود :

D.L+0.7L.L

۴- در ادامه ببینیم برخورد آیین نامه های **طراحی** با این تحلیل چگونه است :

در آیین نامه بتن آمریکا ویرایش های ۹۵ به بعد داریم :

۱- **تفسیر بند ۱۰- ۱۱- ۱ :(ACI 3I8 -2005)**

در تفسیر این بند در بیان ضوابط بندهای ۱۰-۱۱ تا ۱۰-۱۳ آمده است : **بارهای بهره برداری و تغییرشکلهای تشدید یافته توسط یک تحلیل مرتبه دوم می بایست با استفاده از بارهای بهره برداری (بدون ضریب) محاسبه شوند.**

در اینجا به وضوح به بدون ضریب بودن بارهای تحلیل مرتبه دوم P-Delta اشاره شده است.

حال به بررسی علت بروز اشتباه در معرفی ترکیب بار می پردازیم :

۲- در بند ۱۰-۱۳-۶ ویرایش ۲۰۰۲و ماقبل آمده است :

هنگام محاسبه ضریب افزایش ممان های جانبی($\delta_S M_S$)- همان اثر P-Delta- نسبت تغییر مکانهای جانبی مرتبه دوم به تغییر مکانهای مرتبه اول برای ۱.۴ بار مرده و ۱.۷ بار زنده به اضافه بار جانبی وارد برسازه نباید از ۲.۵ بزرگتر گردد.

اکثر کتب آموزش نرم افزار های SAP,ETABS با اشاره به همین بند آیین نامه **طراحی** و به اشتباه ترکیب بار **تحلیل** P-Delta را 1.4D.L+1.7L.L معرفی می کنند!

در اینجا ذکر چند نکته لازم است :

۱- خود آیین نامه بتن آمریکا در سال ۲۰۰۵ این ترکیب بار را از متن آیین نامه حذف کرده و تنها به عبارت ضریبدار بودن آن اشاره می کند، در ضمن در اینجا تنها بحث کنترل تغییر مکان است نه محاسبه نیروها. . !

۲ – آنچنانکه در ابتدا توضیح داده شد بحث تحلیل از طراحی جداست، لذا هیچ دلیلی در وارد کردن این ترکیب در بحث تحلیل وجود ندارد.

۳- این بند تنها به ضرورت کنترل سختی کاهش یافته عضو و تغییر مکان تشدید یافته پس از تحلیل P-Delta می پردازد نه معرفی تحلیل و ترکیبات آن .

۴ – در صورت استفاده از این ترکیب خواهیم داشت:

(با توجه به این نکته که این اثرات (P-Delta) به ممانهای حالات بار جانبی افزوده گردیده و حالات بارجانبی مجدداً در ترکیبات طراحی **ضریب دار** خواهند شد باید از چند بار ضریب دار شدن بارهای ثقلی پرهیز کرد:)

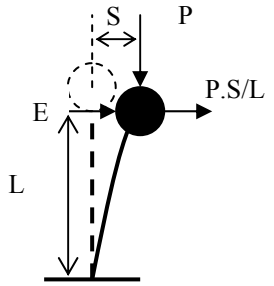
برای ممان داریم:

یکی از ترکیبات بار طراحی برای تحلیل مرتبه دوم(بدون ۰.۷۵):

$$1.4M_{D.L}+1.7M_{L.L}+1.87M^{se}{}_{E}$$

$$M^{se}{}_{E}=M_{E}+1.4M^{se}{}_{D.L}+1.7M^{se}{}_{L.L}$$

که در رابطه بالا $M^{se}{}_{L.L}, M^{se}{}_{D.L}$ ممانهای ثانویه حاصل از خروج از مرکزیت بارهای ثقلی هستند که به ممان حاصل از خود نیروی جانبی اضافه می گردد:



$$M^{se}{}_{L.L}=\frac{P_{L.L}\times S}{L}\times L$$

$$M^{se}{}_{D.L}=\frac{P_{D.L}\times S}{L}\times L$$

$$M_{E}=E\times L$$

آنچنانکه مشاهده می شود چنانچه بارهای ضریبدار به جای P وارد شوند ممانهای حاصله نیز بزرگنمایی خواهند شد:

$$\frac{1.7P_{L.L}\times S}{L}\times L=1.7M^{se}{}_{L.L}$$

$$\frac{1.4P_{D.L}\times S}{L}\times L=1.4M^{se}{}_{D.L}$$

$$\Rightarrow 1.87M^{se}{}_{E}=1.87M_{E}+2.62M^{se}{}_{D.L}+3.18M^{se}{}_{L.L}...!!$$

پس می بینیم که آن دسته از ممانهایی که حاصل از خروج از مرکزیت بارهای ثقلی هستند بیش از اندازه و نظر آیین نامه های طراحی بزرگنمایی می شوند لذا به علل یاد شده باید از بزرگنمایی بیش از حد آنها پرهیز کرده و تنها ذکر ترکیب بار مطابق با **باردائمی** بدون ضریب منطقی می باشد.

نحوه اعمال اثرات P-Delta و بررسی آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم

بند ۲- ۶ اثر P-Delta

"*در کلیه سازه ها تاثیر بارمحوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکانهای جانبی آنها ، برش ها و لنگر های خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان های جانبی طبقات را افزایش می دهد.این افزایش به اثر ثانویه و یا P-Delta معروف است .*"در اینجا آیین نامه مشخصاً فقط به اثر خطی P-Delta در بزرگنمایی "تغییر مکانهای جانبی و نیروهای ناشی از آن" اشاره کرده و در مورد کاهش سختی بحثی مطرح نمی کند لذا به علت بررسی سازه در محدوده خطی و ارتجاعی در استاندارد ۲۸۰۰ و محاسبه نیروهای جانبی بر حالت تنش مجاز و نیز عدم دستیابی به روشهای ساده و کاربردی برای منظور کردن اثرات کاهش سختی ، از اثر دوم (غیرخطی) صرف نظر می شود و فقط به اهمیت در نظرگرفتن اثر اول یا افزایش نیروهای جانبی به علت تغییر نقطه اثر نیرو و ایجاد برشهای جانبی ثانویه ثقلی اشاره می شود.

حال در این قسمت دو ضریب معرفی می شود :

۱- ضریب بزرگنمایی (اثر خطی P-Delta) در محدوده رفتار **ارتجاعی سازه** و برای در نظر گرفتن اثرات تغییر در محل نقطه اثر نیرو با نام θ_i

۲- ضریب بزرگنمایی در محدوده رفتار **غیرارتجاعی سازه** و برای در نظر گرفتن اثرات شکل پذیری ، اضافه مقاومت و غیره با عبارت $0.7R$

رابطه ضریب اول به قرار زیر است :

$$\theta_i = \left[\frac{P_i \Delta_{wi}}{V_i h_i} \right]$$

Pi : مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i ام.
Δ_{wi} : تغییرمکان نسبی اولیه (از تحلیل اولیه خطی) در طبقه i ام .
hi, Vi : برش و ارتفاع طبقه i ام.
در اینجا نیز P مجموع بارهای مرده و زنده بدون اشاره به ضریب دار بودن معرفی شده است و این مطلب ذکر شده که چنانچه ضریب اول کمتر از ۱۰ درصد باشد احتیاجی به انجام تحلیل P-Delta نیست.

یاد آوری می گردد که ضریب دوم ربطی به تحلیل ثانویه یا مرتبه دوم ندارد بلکه فقط نمایانگر **تغییرمکان واقعی سازه** در هنگام زلزله طرح بدون در نظرگرفتن کاهشهای آیین نامه ای برای نیروی جانبی می باشد و آنچنانکه در صفحه ۳۷استاندارد ۲۸۰۰ نیز آمده است **ضریب اول** در **تمامی نتایج تحلیل** اعم از تغییر مکانها و نیروها ضرب می گردد ولی **ضریب دوم**(مطابق پیوست ۵ صفحه ۱۲۳) تنها برای کنترل تغییر مکان و **فقط در تغییر مکانهای تحلیل خطی** ضرب می گردد.

حال برای منظور نمودن اثر اول داریم : (اثر خطی P-Delta)
تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه که در محاسبات نیروهای داخلی به کار برده می شود برابر است با:

$$\bar{\Delta}_{wi} = \frac{\Delta_{wi}}{1-\theta_i}$$

و برای منظور نمودن اثر دوم داریم : (اثر رفتار غیر خطی سازه برتغییر مکان)
تغییرمکان نسبی واقعی طبقه که تنها برای کنترل با تغییر مکان مجاز محاسبه می شود برابر است با :

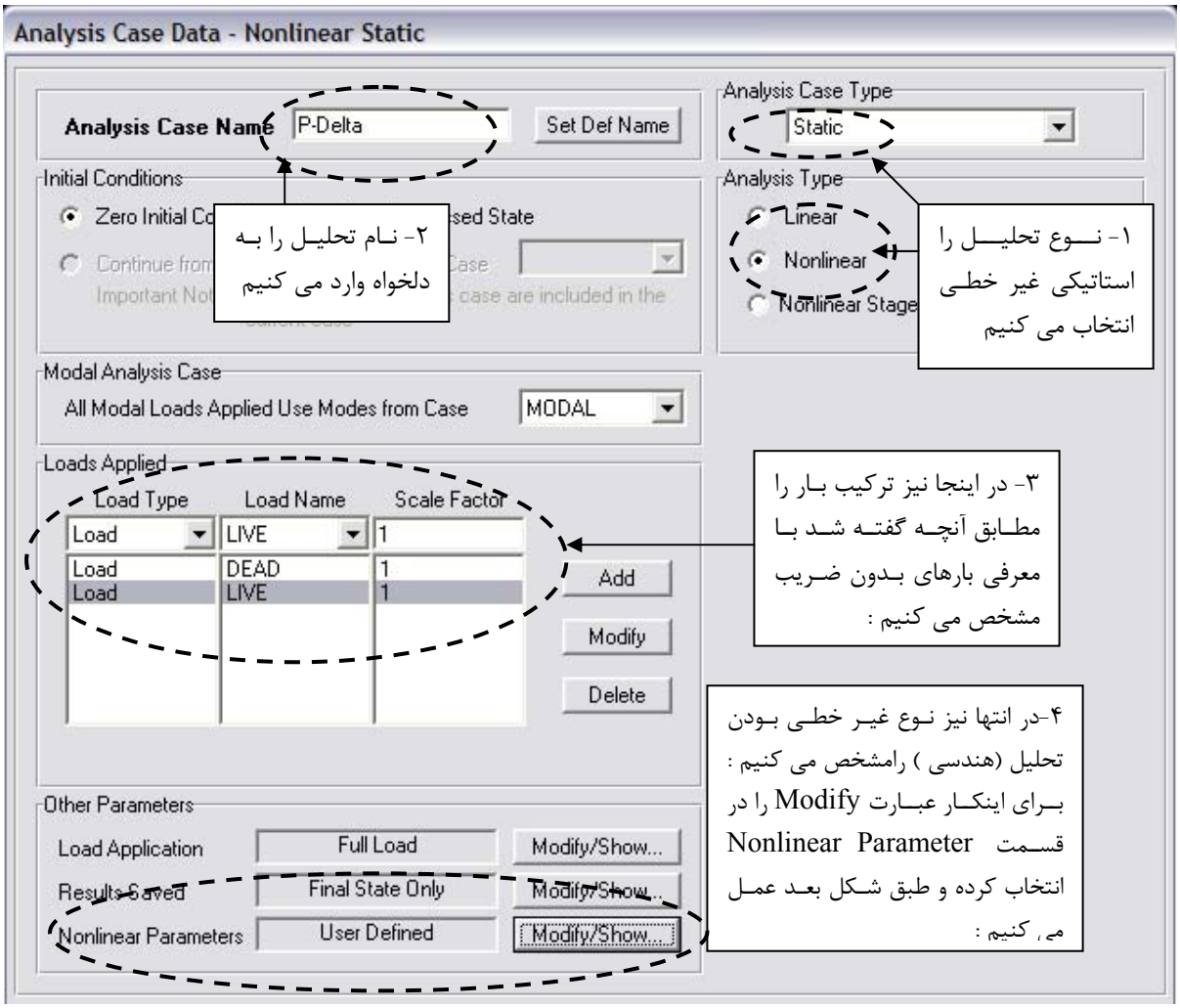
$$\bar{\Delta}_{Mi} = 0.7R\bar{\Delta}_{wi}$$

برنامه های سازه ای می توانند هر دو اثر P-Delta (خطی و غیرخطی) را لحاظ کنند به همین منظور برای محاسبات نیروهای داخلی اعضا به غیر از انجام تحلیل P-Delta احتیاج به هیچ بزرگنمایی نمی باشد ولی از آنجا که در تحلیل های خطی اثرات غیرخطی به طورکامل دیده نشده و در مدل منظور نمی گردد، تغییر مکان محاسبه شده در پایان یک تحلیل خطی همراه با اثر P-Delta برای کنترل با تغییر مکان مجاز باید با $0.7R$ بزرگنمایی شود.

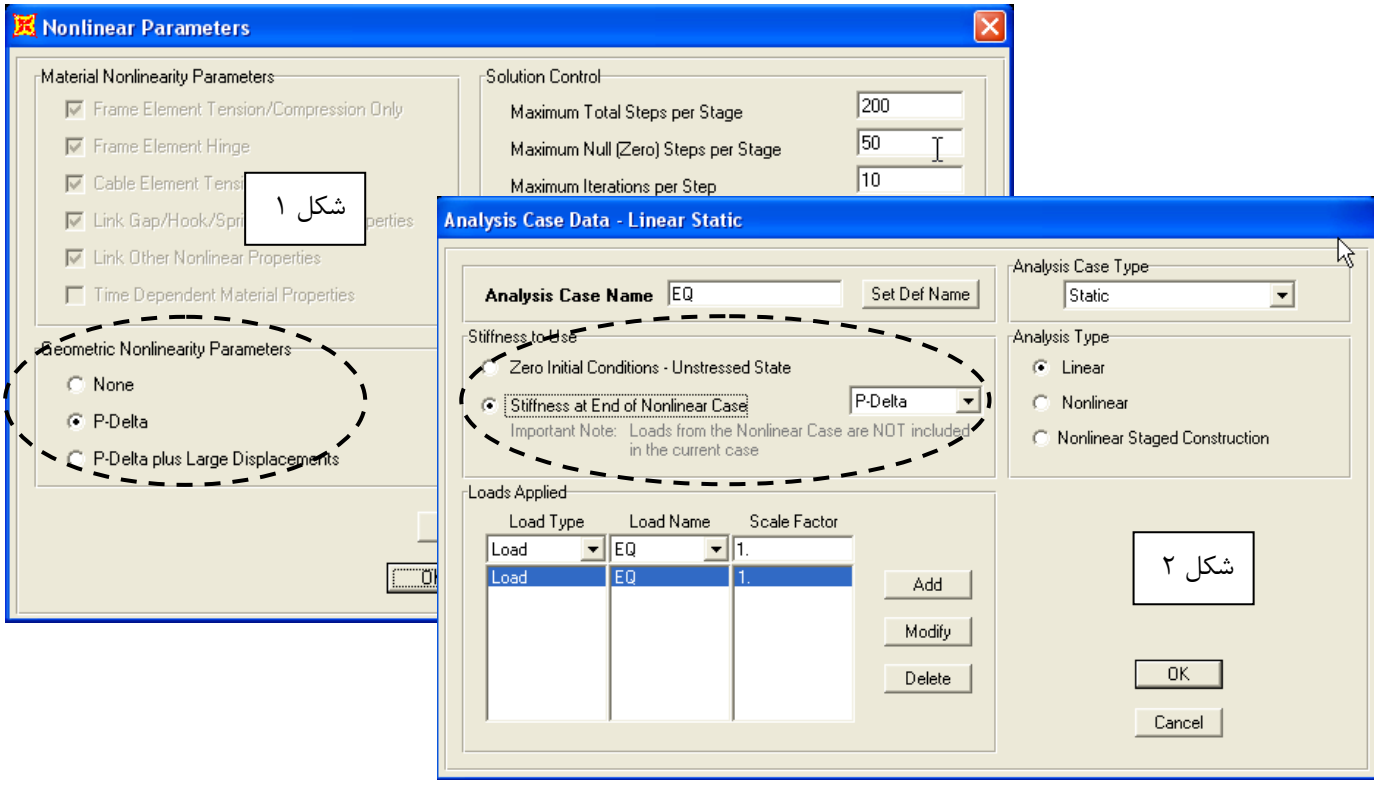
روش اعمال تحلیل P-Delta در برنامه های SAP,ETABS نیز به قرار زیر است :

۱- SAP2000: (Ver 9.x.x,8.x.x)

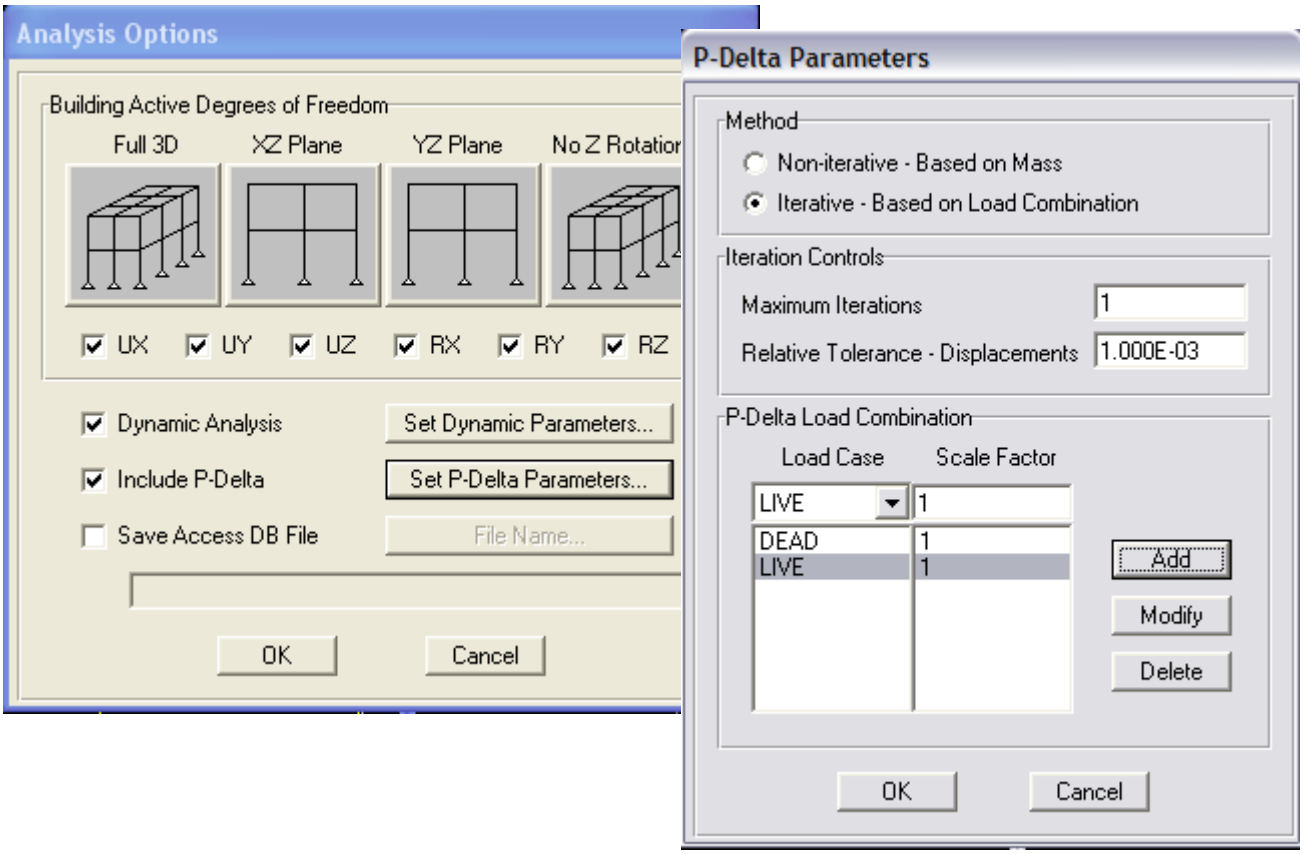
در این برنامه پس از تعریف حالات بار زنده و مرده ، از منویDefine گزینه Analysis Case را انتخاب کرده و با زدن دکمه Add New Case پنجره زیر ظاهر شده و به ترتیب زیر عمل می کنیم :



در ادامه مراحل بالا در شکل ۱ ، نوع غیرخطی بودن تحلیل اسـتاتیکی را مشـخص مـی کنـیم سـپس در حالـت تحلیـل زلزلهEQ با انتخاب سختی موثر پس از اتمام تحلیل P-Delta برای شروع تحلیل بارجانبی طبق شکل شماره ۲ ، اثر تحلیـل مرتبه دوم را اعمال می کنیم. (توجه کنید که بدون انجام این مرحله اثر P-Delta منظور نخواهد شد)



۲- در برنامه ETABS نیز در منوی Analyze در مقابل عبارت Include P-Delta تیک زده و سپس با زدن عبارت Set P-Delta Parameters ترکیب بار مورد نظر را وارد می کنیم :



در انتها نیز پس از پایان تحلیل ، تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه را با 0.7R بزرگنمایی کرده و با تغییر مکانهای مجاز کنترل می گردد.

مراجع :

۱- دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود – پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

۲- آیین نامه بتن آمریکا ACI ویرایش های ۹۵و۹۹و۲۰۰۲و۲۰۰۵

۳- آیین نامه استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم – مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

4-MacGregor, J, G. and Hage, S.E., "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," J. structural Div.ASCE 103, No. ST10, 1953-1970, Oct. 1977.

۵- راهنمای برنامه تخصصی تحلیل و طراحی ستونها و دیوارهای بتنی – نشر علم عمران

۶- دینامیک سازه ها و تعیین نیروهای زلزله – تالیف :آنیل چوپرا – ترجمه: شاپور طاحونی

به نام خدا

عليرضا فاروقي
كارشناسي ارشد مهندسي زلزله

Management@ISTAins.com

عضو انجمن مهندسين عمران آمريكا ASCE
عضو انجمن مهندسان ايراني محاسب ساختمان
عضو انجمن مهندسي زلزله ايران

تحليل مرتبه دوم (P-Delta) و برنامه هاي سازه اي – تنظيمات طراحي (ويرايش دوم- بخش دوم)

چكيده
در بخش اول اين مقاله به بررسي علت وقوع اثرات مرتبه دوم و چگونگي انجام آن پرداخته شد . در انتها نيز به معرفي تركيب بار تحليل P-Delta و كنترلهاي آيين نامه اي اشاره شد. نتيجه حاصل گرديد كه بدون توجه به نوع طراحي و با در نظرگرفتن اينكه تحليل جداي از طراحي است و نتايج تحليل P-Delta با نتايج ديگرتحليل ها جمع شده و يكجا ضريب دار مي شوند تركيب بار تحليل P-Delta بدون ضريب است .همچنين از آنجا كه نظر استاندارد ۲۸۰۰ ويرايش سوم در اعمال ضريب 0.7R تنها در" كنترل تغيير مكانهاست نه محاسبه نيروها " احتياج به اعمال هيچ ضريب ديگري نخواهد بود. حال به بررسي ضوابط طراحي با در نظر گرفتن اثرتحليل P-Delta مي پردازيم.

كلمات كليدی
تحليل مرتبه دوم ، سختی ، سختی هندسی ، ،رفتار ارتجاعی ، رفتار غير ارتجاعی ، تشديد لنگر

۱- طراحي بتني

در اين قسمت به بررسي نظرات آيين نامه اي مي پردازيم :

الف : بررسي لزوم انجام تحليل P-Delta

الف- ۱ : آيين نامه بتن آمريكا ويرايش ۲۰۰۲و ۲۰۰۵

در اين دو آيين نامه در بندهاي ۱۰-۱۱-٤-۱و۱۰-۱۱-٤-۲ مشخص شده چنانچه اثرات افزايش لنگرهاي انتهايي ناشي از اثرات مرتبه دوم از لنگرهاي انتهايي مرتبه اول از ۵% بيشتر نشود و يا ضريب پايداري طبقه كه براي كنترل مهارجانبي بودن يك طبقه محاسبه مي شود نيز كوچكتر يا مساوي ۵% باشد احتياجي به منظور كردن اثرات P-Delta نمي باشد.

الف- ۲ : آيين نامه بتن ايران ويرايش ۸۵ (مبحث نهم مقررات ملي ساختمان)

در اين مبحث نيز در بند ۹- ۱۳- ۳ مشابه آنچه در بالا ذكر شده است چنانچه ضريب پايداري كوچكتر يا مساوي ۵% باشد طبقه مهارشده جانبي فرض شده و احتياجي به افزايش ممانها نمي باشد.

الف -۳ : استاندارد ۲۸۰۰ ويرايش سوم :

در اين ويرايش در بند ٢- ٦ با محافظه كاري كمتر از دو منبع بالا آورده شده كه چنانچه ضريب پايداري كوچكتر يـا مـساوي ١٠% باشد طبقه مهارشده جانبي فرض شده و احتياجي به در نظرگرفتن اثرات P-Delta نمي باشد.
ضريب پايداري طبقه عبارت است از :

$$\theta_i = \left[\frac{P_i \Delta_{Wi}}{V_i h_i} \right]$$

Pi : مجموع بارهاي مرده و زنده موجود در طبقه i ام.
Δ_{wi} : تغييرمكان نسبي اوليه (از تحليل اوليه خطي) در طبقه i ام .
hi, Vi : برش و ارتفاع طبقه i ام.

ب : اثرات لنگرهاي تشديد شده

آنچنانكه در بررسي تحليل P-Delta اشاره شد اين اثر باعث افزايش ممانهاي ستون مي گردد .حال بايد ديد اين اثرات چگونه در آيين نامه هاي طراحي ديده شده اند.

در آيين نامه بتن آمريكا ويرايش ٢٠٠٢و ٢٠٠٥ در بندهاي ١٠-١٢و١٠-١٣ لنگرهـاي طراحـي نيـز بـه دو دسـته لنگرهـاي تشديد شده براي قابهاي بدون حركت جانبي و با حركت جانبي تقسيم مي شوند. در آيين نامه بتن ايران (مبحث نهم) هم در بند ٩-١٣-٨-٢و ٩-١٣-٨-٣ نيز همين ضوابط براي طبقات مهارشده و مهار نشده ارائه مي گردد.
براي قابهاي بدون حركت جانبي (طبقات مهار شده) داريم :

$$M_C = \delta_{ns} M_2$$

M_C : لنگر ضريبدار تشديد شده براي اثرات انحناي عضو بكار رفته براي طراحي عضو فشاري
M_2 : لنگر انتهايي ضريبدار بزرگتر در عضو فشاري ، هميشه مثبت
δ_{ns} : ضريب تشديد لنگر براي قابهاي مهار شده در برابر حركت جانبي براي نشان دادن اثرات انحنـاي عـضو بـين دو انتهـاي فشاري آن

در اين حالت با توجه به اينكه ستون مهارشده فرض مي گردد مي توان ضريب طول موثر ستون (K) را حداكثر برابر ١ فرض كرد.
براي قابهاي با حركت جانبي (طبقات مهار نشده) داريم :

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$
$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

$M_{1,2}$: لنگرهاي انتهايي ضريب دار
$M_{1ns, 2ns}$: لنگرهاي انتهايي ضريبدار در عضو فشاري ناشي از بارهايي كه باعث ايجاد تغييرمكانهاي جانبي محسوسي نـشده و بر اساس يك تحليل الاستيك مرتبه اول محاسبه شده است.
$M_{1s, 2s}$: لنگرهاي انتهايي ضريبدار در عضو فشاري ناشي از بارهايي كه باعث ايجاد تغييرمكانهاي جانبي محسوسي شده و بـر اساس يك تحليل الاستيك مرتبه اول محاسبه شده است.
δ_s : ضريب تشديد لنگر براي قابهاي مهار نشده در برابر حركت جانبي براي نشان دادن رانـش (تغييرمكـان) جـانبي ناشـي از بارهاي ثقلي و جانبي
براي محاسبهM_s δ_s دو روش ارائه شده است يكي مبتني بر روابط ١٠-١٨ ACI و ٩-١٣-١٧ مبحث نهم بر اسـاس بارهـاي محوري و ديگري انجام تحليل مرتبه دوم الاستيك .

بررسي نكات ويژه :

۱- چنانچه از روش دوم براي محاسبه ممانهاي افزايش يافته استفاده شود ديگر احتياجي به محاسبه ضريب طول موثر ستون (K) نمي باشد.

۲- آنچنانكه از رابطه اخير استنباط مي شود از اثر انحناي عضو در مقابل اثر تغيير شكل جانبي صرف نظر مـي شـود .(ممـان M_{ns} تشديد نمي شود)

۳- در محاسبه ضريب تشديد لنگر ممانهاي جانبي در نظر گرفتن اثرات ترك خوردگي الزامي است.

ج : عملكرد نرم افزارهاي سازه اي

ج-۱ : ضريب طول موثر

در نرم افزارهايي از قبيل SAP,ETABS كه طراحي در آنها بر اساس يكي از نسخ آيين نامه ACI و يا كانادا CSA انجـام مي گردد برنامه ها به دليل اهميت تحليل P-Delta فرض مي كنند كه كاربر از ابتدا اين تحليـل را انجـام داده لـذا افـزايش ممانهاي جانبي در قابهاي مهار نشده با در نظرگرفتن اثرات مرتبه دوم محاسبه مي گردد لذا از آنجا كه در اين روش احتياجي به محاسبه ضريب طول موثر نيست و در قابهاي مهار شده هم ضريب طول موثر حد اكثر ۱ مي باشد ، برنامـه ايـن ضـريب را محاسبه نكرده و مقدار آن را برابر ۱ فرض مي كنند.

ج – ۲ : ممانهاي طراحي

اين برنامه ها همچنين قادر به در نظر گرفتن روابط آيين نامه براي تشديد لنگرهاي طراحي مي باشد ولي يـك نكتـه بـسيار مهم وجود دارد:

اين برنامه ها قادر به تشخيص طبقه مهار شده و يا نشده نيستند ...!

لذا برنامه از يك رابطه تلفيقي براي طراحي استفاده مي كند :

$$M_C = \delta_{ns} M_d$$

M_d : لنگر طراحي عضو (مجموع لنگرهاي ثقلي و جانبي)

۱- قاب مهارشده

چنانچه عضو مهارشده جانبي باشد ممانهاي ناشي از بارهاي ثقلي با ممانهاي ناشي از بارهاي جانبي بدون افزايش خاصي جمع شده لذا هر دو ممان در قالب M_d نشان داده شده و براي منظور كردن اثر انحنا (δ_{ns}) بزرگنمايي مي شوند.

۲- قاب مهارنشده

در اين حالت M_d كه مجموع لنگرهاي ثقلي و جانبي مي باشد عبارت خواهد بود از :

$$M_d = M_{ns} + \delta_s M_s$$

آنچنانكه مي بينيم به علت انجام تحليل P-Delta ممانهاي جانبي تشديد مي شوند لذا با تركيب دو رابطه خواهيم داشت :

$$M_C = \delta_s (M_{ns} + \delta_s M_s)$$

از آنجا كه برنامه ضريب δ_{ns} را به طور خودكار محاسبه مي كند ممانهاي طراحي براي قابهاي مهار نـشده بـيش از اندازه و نظر آيين نامه بزرگ خواهند شد.

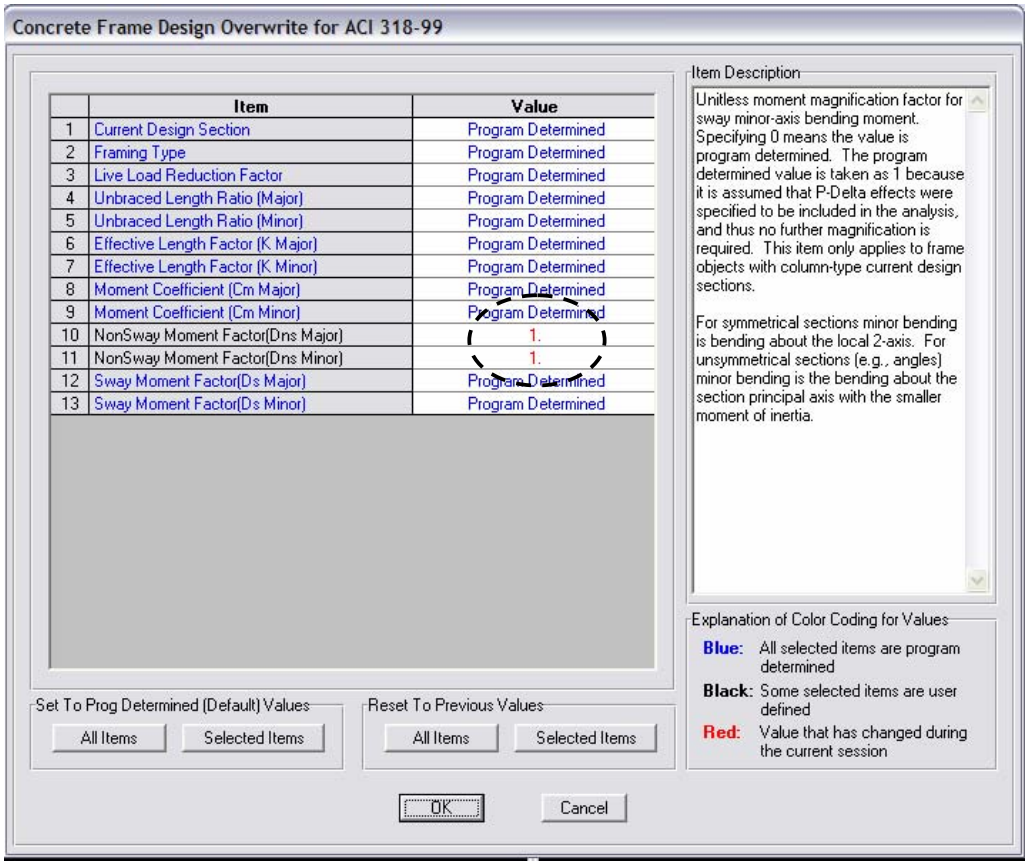
براي جلوگيري از انجام اين اشتباه راه حل زير پيشنهاد مي گردد :

چنانچه نتوان به راحتي اثبات كرد كه تمامي سازه مهارشده و يا مهارشده جانبي هستند مي بايست مدلي بر اساس فرض مهار جانبي بودن تمامي قابها و طبقات بدون انجام تحليل P-Delta آماده شده و يكبار طراحي بر اين مبنا انجـام پـذيرد ، سـپس يكبار ديگر با فرض اينكه تمامي ستونها در قابهاي مهار نشده قرار دارند تحليل مرتبه دوم را فعال كرده **و در عوض در تمامي**

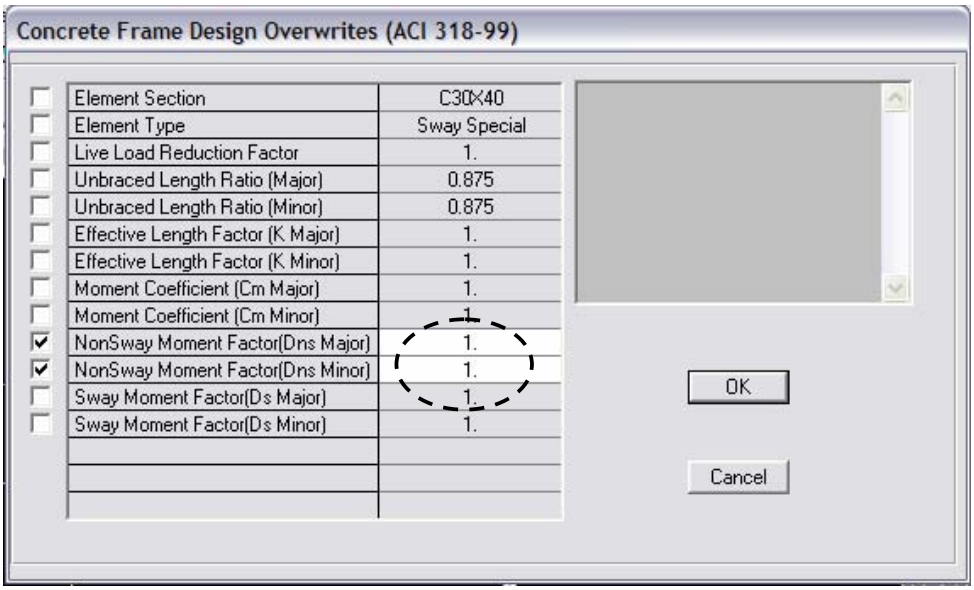
ستونها و در ضوابط طراحي ضريب δ_{ns} برابر ۱ قرار داده مي شود. با اين كار از دوباره بزرگنمايي جلوگيري مي شـود. در انتها با مقايسه نتايج طراحي ستونها در هر دو مدل با هم طراحي بحراني براي هر ستون انتخاب مي گردد.

حال براي اعمال ضريب ۱ براي ضريب δ_{ns} در برنامه هاي ياد شده به ترتيب زير عمل مي كنيم :

ابتدا تمامي ستونها انتخاب شده سپس در برنامه SAP از منوي Design گزينه Concrete Frame Design را انتخاب كرده سپس با استفاده از View/Revise overwrites به ترتيب زير عمل مي كنيم :



همچنين در برنامه ETABS هم به ترتيب بالا عملكرده و خواهيم داشت :



مراجع :

۱- دستورالعمل بهسازي ساختمانهاي موجود – پژوهشگاه بين المللي زلزله شناسي و مهندسي زلزله

۲- آیین نامه بتن آمریکا ACI ویرایش هاي ۹۵و۹۹و۲۰۰۲و۲۰۰۵

۳- آیین نامه استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم – مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

4-MacGregor, J, G. and Hage, S.E., "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," J. structural Div.ASCE 103, No. ST10, 1953-1970, Oct. 1977.

۵- مبحث نهم - طرح و اجراي ساختمانهاي بتن آرمه ۱۳۸۵- مقررات ملي سلختمان

٦- راهنماي برنامه تخصصي تحليل و طراحي ستونها و ديوارهاي بتني – نشر علم عمران

۷- ديناميك سازه ها و تعيين نيروهاي زلزله – تاليف :آنيل چوپرا – ترجمه: شاپور طاحوني

به نام خدا

علیرضا فاروقی
کارشناسی ارشد مهندسی زلزله
مربی رسمی سازمان آموزش فنی و حرفه ای وزارت کار در آموزش **ETABS**
مدرس سازمان نظام مهندسی ساختمان در دوره نکات ویژه نرم افزارهای محاسباتی

عضو انجمن مهندسین عمران آمریکا **ASCE**
عضو انجمن مهندسان ایرانی محاسب ساختمان
عضو انجمن مهندسی زلزله ایران

تحلیل مرتبه دوم (P-Delta) و برنامه های سازه ای (بخش سوم)
تحلیل P- Delta و طراحی ستونهای فلزی (روش تنش مجاز)

چکیده

آنچنانکه می دانیم تحلیلهای سازه ای متداول برای بررسی رفتار سازه ها و اشاره شده در آیین نامه های طراحی همگی خطی و اغلب از مرتبه اول هستند و برای اعمال اثرات مرتبه دوم بار می بایست ضرایب تشدید بر روی لنگرهای طراحی اعمال شود. این کار به ***تشدید لنگر*** معروف است و در اغلب آیین نامه های طراحی آمده است. در دو قسمت اول این مقاله به طور مفصل به بررسی تحلیل مرتبه دوم و نحوه اعمال آن برای طراحی سازه های بتنی در حالت حدی پرداخته شد و اکنون بحث طراحی سازه های فلزی و نحوه اعمال آن در طراحی است. در این مقاله سعی شده است تا با تشریح موضوع ، به بیان نحوه برخورد با آن در نرم افزار های موجود پرداخته شود.

کلمات کلیدی

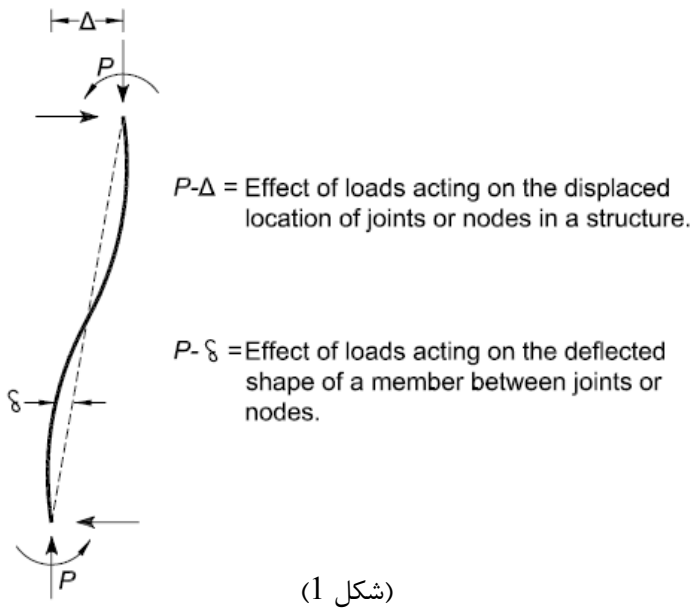
تحلیل مرتبه دوم ، تشدیدلنگر،خمش اولیه و ثانویه.

همانطورکه درچکیده آمده است بحث تشدید لنگر در طراحی ستونهای فولادی نیز وجود دارد. طبق بند 10-1-6-1 مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای طراحی ستونهای فولادی در فشار و خمش چنانچه $\mathbf{0.1}\frac{f_a}{F'_e} >$ باشد داریم {3} :

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right) F_b} \leq 1.0 \qquad \textbf{(1)}$$

مطابق با مطالب ارائه شده قبلی می دانیم که اثرات مرتبه دوم بار عبارتند از :

اثر P-Δ جانبی و P-δ انحنا (شکل 1)



(شکل 1)

آیین نامه برای اعمال اثر انحنا که از سال 1961 وارد آیین نامه **AISC** شده است ، برای قابهای مهاربندی شده (که در آن اثرات P-Δ قابل صرف نظر کردن است) ضریب بزرگنمایی $\frac{C_m}{\left(1-\frac{f_a}{F'_e}\right)}$ را در تنشهای خمشی وارد کرده است و چنانچه بارجانبی در طول ستون نداشته باشیم داریم :

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad \geq \mathbf{0.4} \qquad (2)$$

که $\boldsymbol{C_m}$ عبارت است از ضریب هم مکانی لنگر حداکثر با لنگر P-$\boldsymbol{\delta}$.

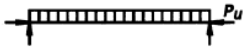
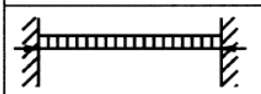
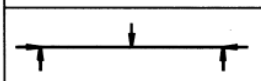
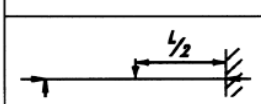
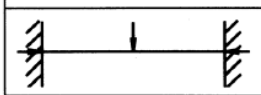
چنانچه در طول ستون بار محوری داشته باشیم رابطه زیر برقرار خواهد بود :

$$C_m = 1 + \psi\left(\frac{P}{P_e}\right) \qquad Pe = \left(\frac{\pi^2 EI}{L^2}\right) \qquad (3)$$

$$\psi = \frac{\pi^2 \delta_o EI}{M_o L^2} - 1 \qquad (4)$$

که $\boldsymbol{M_0}$ ممان اولیه است . این ضریب می تواند از جدول زیر استخراج شود:

که می توان که مطابق نظر آیین نامه برای دو سر ساده 1 و برای دوسر گیردار 0.85 لحاظ کرد.

Case	Ψ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1-0.4\frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.4	$1-0.4\frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.2	$1-0.2\frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.3	$1-0.3\frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.2	$1-0.2\frac{P_u}{P_{e1}}$

(جدول 1)

ضریب $\frac{1}{\left(1-\frac{f_a}{F'_e}\right)}$ ، ضریب تشدید لنگر به علت وجود نیروی محوری روی انحنا یا تغییر شکل و ایجاد ممان ثانویه می باشد {2}. این ضریب درحالتی که انحنا ساده (و نمودار خمش سینوسی) و ممان دو سر ستون برابر باشند (که نقاط حداکثر ممان اولیه و ثانویه- انحنا- در یک نقطه می باشد) محاسبه شده است. برای حالتی که ممانها برابر نبوده یا هم جهت باشند (انحنای مضاعف) به علت عدم هم مکانی نقاط حداکثر نمودارهای خمش اولیه و ثانویه ، ضریب C_m برای تعدیل یا کاهش اثر تشدید اعمال می شود :

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad \geq 0.4$$

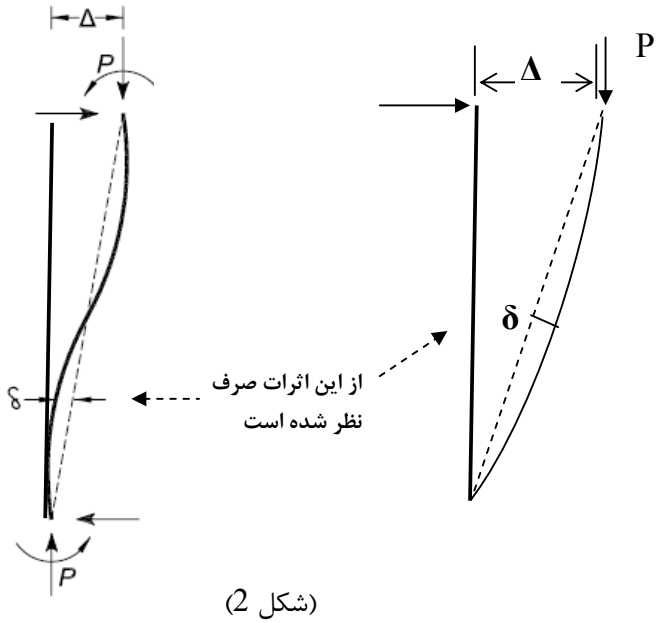
اما پس از مدتی که اثرات $P\text{-}\Delta$ در سازه های مهار نشده آشکار شد این ضریب برای این سازه ها و برای در نظرگرفتن اثر $P\text{-}\Delta$ (و نه $P\text{-}\delta$) با استفاده از فرمول (3) و با طول موثری 2 برابر حالت خمش دو سر ساده و نیز تغییر مکان جانبی به جای انحنا به قرار زیر تغییر کرد:

$$C_m = 1 - 0.18\left(\frac{f_a}{F'_e}\right) \qquad (5)$$

که در مبحث دهم این مقدار (برای قابهای مهار نشده) 0.85 ارائه شده است.

همچنین در انتها آمده است چنانچه تحلیل شامل اثرات $P\text{-}\Delta$ باشد می توان از ضریب بزرگنمایی $\frac{C_m}{\left(1-\frac{f_a}{F'_e}\right)}$ صرف نظر کرد.

در اینجا نیز ضریب C_m برای کاهش اثر تشدید به علت بررسی عدم هم مکانی نقاط حداکثر نمودارهای خمش اولیه و ثانویه $P\text{-}\Delta$ اعمال می گردد و به علت شکل روابط تحلیلی با رابطه قبل متفاوت بوده و بزرگتر است. (اثر تعدیل به علت بزرگتر بودن تغییر مکان (δ_0) و نیز طول موثر ستونها در قابهای مهار نشده و متعاقب آن نیروی محوری مجاز اویلر(F'_e) که هر دو در محاسبه C_m نقش دارند ، کوچکتر است)



(شکل 2)

همانطور که در شکل 2 مشاهده می شود انحنا نسبت به تغییر مکان جانبی کوچک و قابل صرف نظر کردن فرض شده است.

نکته قابل توجه رابطه ارائه شده توسط استاندارد 2800 در پیوست پنجم است که در آنجا دیده می شود چنانچه تحلیل P-Δ انجام گرفته است تنها اثر مخرج ضریب تشدید حذف شده و ضریب C_m باقی می ماند . . . ! {4}همانطور که در بالا آمده است این ضریب برای تعدیل اثر عدم هم مکانی نقاط حداکثر نمودارهای ممانهای اولیه و ثانویه و برای حالتی است که انحنا ساده و نمودار خمش ، سینوسی محاسبه شود استفاده می شود در حالی که در نرم افزارهای رایج نمودارها دقیق و از روابط تحلیلی اجزاء محدود محاسبه شده و جمع دو نمودار به صورت واقعی و نه تقریبی انجام می گیرد ولذا احتیاج به تصحیح و تعدیل ندارد.!

اما تحقیقات نمایانگر دو حقیقت زیر شد :

اولا بزرگنمایی اثرات P-Δ جانبی به مجموع نیروها و ظرفیتهای فشاری ***یک طبقه*** وابسته است نه یک ستون به تنهایی و برای یک طبقه محاسبه می شود و نتیجتاً وجود ضریب C_m بی معنی بوده و دوم آنکه ضریب بزرگنمایی اثرات P-Δ مخصوصا برای حالتی که ضریب بزرگنمایی اثرات **P-δ** بزرگتر از 1.05 است لازم نیست به طور توام و همزمان به ممان بارهای ثقلی هم ضرب شود بنابراین رابطه زیر در ویرایش سال 2005 آیین نامه **AISC** پیشنهاد شد {1}:

M_{nt}, M_{lt} به ترتیب ممانهای جانبی و ثقلی هستند.

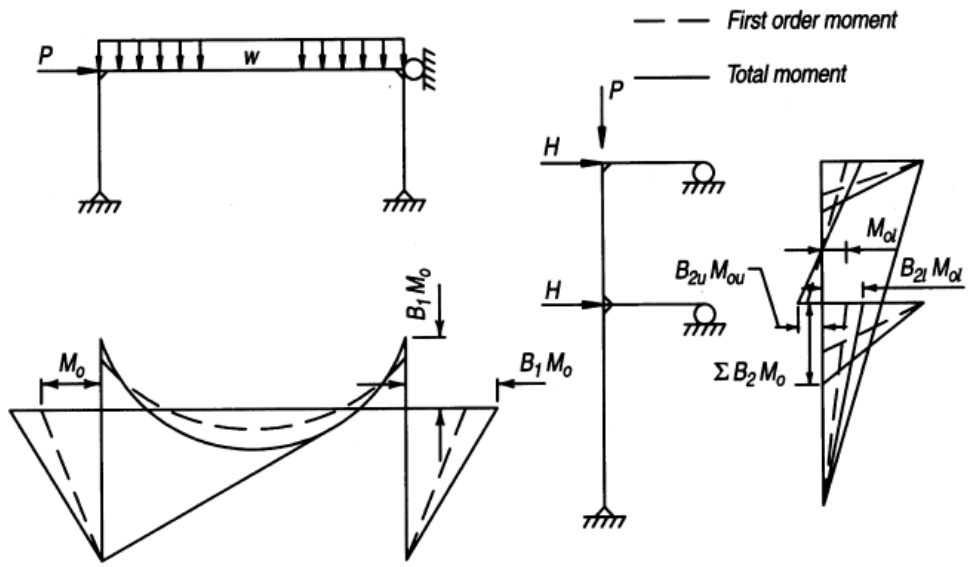
$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1 \qquad \alpha = 1.60\,(\text{ASD}) \qquad P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \dfrac{\alpha \Sigma P_{nt}}{\Sigma P_{e2}}} \geq 1 \qquad \Sigma P_{e2} = \Sigma \frac{\pi^2 EI}{(K_2 L)^2}$$

$$K_2 = \left[1 + (1 - M_1/M_2)^4\right] \sqrt{1 + \frac{5}{6} \frac{\Sigma P_r \text{ leaning columns}}{\Sigma P_r \text{ nonleaning columns}}}$$



(a) For $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

(b) For $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

Pc=Pn/Ω, Ω=1.67 $\qquad P_n = F_{cr} A_g$

(a) When $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\qquad$ (or $F_e \geq 0.44F_y$)

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

(b) When $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\qquad$ (or $F_e < 0.44F_y$)

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

جمع بندی و نحوه اعمال در نرم افزار :

نکته اول اینکه این روش فعلاتنها در **SAP2000V11** موجود می باشد و دوم اینکه در صورت انجام تحلیل P-△ امکان حذف ضریب $\frac{C_m}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right)}$ در روشهای مبتنی بر آیین نامه های **UBC97-ASD ,AISC-ASD89** وجود ندارد.

لذا در نرم افزار ETABS **تنها با کنترل ضریب C_m که باید از 0.85 (طبق نظر آیین نامه) بزرگتر گردد برای طراحی سازه تحت آیین نامه های UBC97-ASD ,AISC-ASD89,01 ، نیازی به**

انجام تحلیل P-Δ نمی باشد . ولی برای استخراج برخی نتایج مانند کنترل تغییر مکان برای قابهای مهارنشده و . . . انجام تحلیل P-Δ لازم است.

منابع :

1- Specification for Steel Structural Buildings-ANSI/AISC 360- 05,March 2005

2- Commentary on Specification for Steel Structural Buildings -ANSI/AISC 360- 05,March 2005

3- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان -1384

4- آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله - استاندارد 2800 ویرایش سوم- 1384

5- طراحی سازه های فولادی – شاپور طاحونی