



盈建科软件
YJK Building Software

两个关于新钢标如何在YJK钢构体现 的问题分享

内容概要

- 一、软件是如何根据新钢标验算钢梁下翼缘稳定的？
(构件信息没有找到下翼缘稳定验算信息，YJK是不是没有验算？)
- 二、抗规正则化长细比软件又是如何计算的？
- 三、如何判断钢结构是不是需要验算P- Δ 效应？



一、软件是如何根据新钢标验算钢梁下翼缘稳定的？

1. 构件信息没有找到下翼缘稳定验算信息，YJK是不是没有验算？

6.2.7 支座承担负弯矩且梁顶有混凝土楼板时，框架梁下翼缘的稳定性计算应符合下列规定：

- 1 当 $\lambda_{nb} \leq 0.45$ 时，可不计算框架梁下翼缘的稳定性。
- 2 当不满足本条第 1 款时，框架梁下翼缘的稳定性应按下列公式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_d W_{lx} f} \leq 1.0 \quad (6.2.7-1)$$

3 当不满足本条 1、2 款时，在侧向未受约束的受压翼缘区段内，应设置隅撑或沿梁长设间距不大于 2 倍梁高与梁等宽的横向加劲肋。

不满足式 (6.2.7-1)，则设置加劲肋能够为下翼缘提供更加刚强的约束，并带动楼板对框架梁提供扭转约束。设置加劲肋后，刚度很大，一般不再需要计算整体稳定和畸变屈曲。



一、软件是如何根据新钢标验算钢梁下翼缘稳定的？

dsMemInf.out - 记事本
 文件(F) 编辑(E) 查看(V) 帮助(H)
 V1 --- 消能梁受剪承载力 **一侧有楼板一侧没有**

N-B=12 (I=5000013, J=5000014) (2)B*H*U*T*D*F (mm)=4*600*150*4*150*4
 Lbin=7.95(m) Lbout=7.95(m) Nfb=4 Nfb_gz=4 Rsb=235
 钢梁 框架梁 工字形 宽厚比等级S3
 livec=1.000 jzx=1.000, jzy=1.226

	-1-	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	-7-
-M (kNm)	0	0	0	0	-143	-686	-1298	-1978
LoadCase	(0)	(0)	(0)	(0)	(13)	(13)	(13)	(13)
+M (kNm)	1421	1161	845	461	37	0	0	0
LoadCase	(10)	(14)	(14)	(14)	(18)	(0)	(0)	(0)
Shear	-242	-308	-375	-445	-516	-588	-657	-725
LoadCase	(9)	(9)	(9)	(9)	(9)	(9)	(9)	(9)

** (9) Mx = -2728.5 F1 = 5480.174 > f = 215.000 << 钢规 >> 6.1.1
 ** (9) Mx = -2728.5 F2 = 5625.644 > f = 215.000 << 钢规 >> 6.2.7
 ** (9) V = -791.0 F3 = 334.033 > f = 45.891 << 钢规 >> 6.1.3
 ** 宽厚比超限: b/tf=18.25 > b/tf_max=13.00 << 钢规 >> 3.5.1
 ** 高厚比超限: hw/tw=148.00 > hw/tw_max=93.00 << 钢规 >> 3.5.1
 正则化长细比: $\lambda_{n,b}=0.60$

dsMemInf.out - 记事本
 文件(F) 编辑(E) 查看(V) 帮助(H) **两侧均没有楼板**

N-B=5 (I=5000005, J=5000006) (2)B*H*U*T*D*F (mm)=6*500*200*8*200*8
 Lbin=8.50(m) Lbout=8.50(m) Nfb=4 Nfb_gz=4 Rsb=235
 钢梁 框架梁 工字形 宽厚比等级S3
 livec=1.000 jzx=1.000, jzy=1.226

	-1-	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	-7-	-J-
-M (kNm)	-89	-70	-51	-32	-14	-15	-24	-35	-47
N (kN)	13	10	10	10	0	0	0	0	0
LoadCase	(6)	(14)	(14)	(14)	(14)	(13)	(25)	(25)	(25)
+M (kNm)	32	24	16	7	0	6	22	38	53
N (kN)	0	0	0	0	0	13	13	13	13
LoadCase	(17)	(17)	(17)	(17)	(0)	(18)	(6)	(6)	(6)
Shear	19	19	18	17	17	16	15	15	14
LoadCase	(14)	(14)	(14)	(14)	(14)	(14)	(14)	(14)	(14)

(6) Mx = -88.7 My = -1.0 N = 13.4 F1 = 110.831 < f = 215.000
 ** (14) Mx = -90.4 My = -0.8 N = 10.0 F2 = 298.949 > f = 215.000 << 钢规 >> 8.2.
 (14) V = 19.3 F3 = 6.647 < f = 114.420
 宽厚比: b/tf=12.12 < b/tf_max=13.00
 高厚比: hw/tw=80.67 < hw/tw_max=93.00

四、荷载组合分项系数说明

绘图内容

- 配筋
- 配筋率
- 梁主筋包
- 梁箍筋包
- 墙面外配
- 次梁附加

构件设计信息
 构件设计信息
 钢构件设计信息
 包络设计
 材料信息
 材料参数
 钢筋强度
 地下室信息
 荷载组合
 组合系数
 组合表
 自定义工况组合
 鉴定加固
 装配式

梁主筋率 >
 柱主筋率 >
 墙水平筋 >
 梁标高(m)

构件信息
 墙柱轮廓
 显示取大
 围区统计
 验算选项
 文字高度
 最大幅值
 应用

执行门规GB51022附录A

执行门规GB51022附录A.0.8

门网构件按宽厚比等级控制局部稳定

截面宽厚比等级 S3

组合梁施工荷载 (kN/m²) 1.5

执行《钢结构设计标准》(GB50017-2017)

按宽厚比等级控制局部稳定

截面宽厚比等级 S3

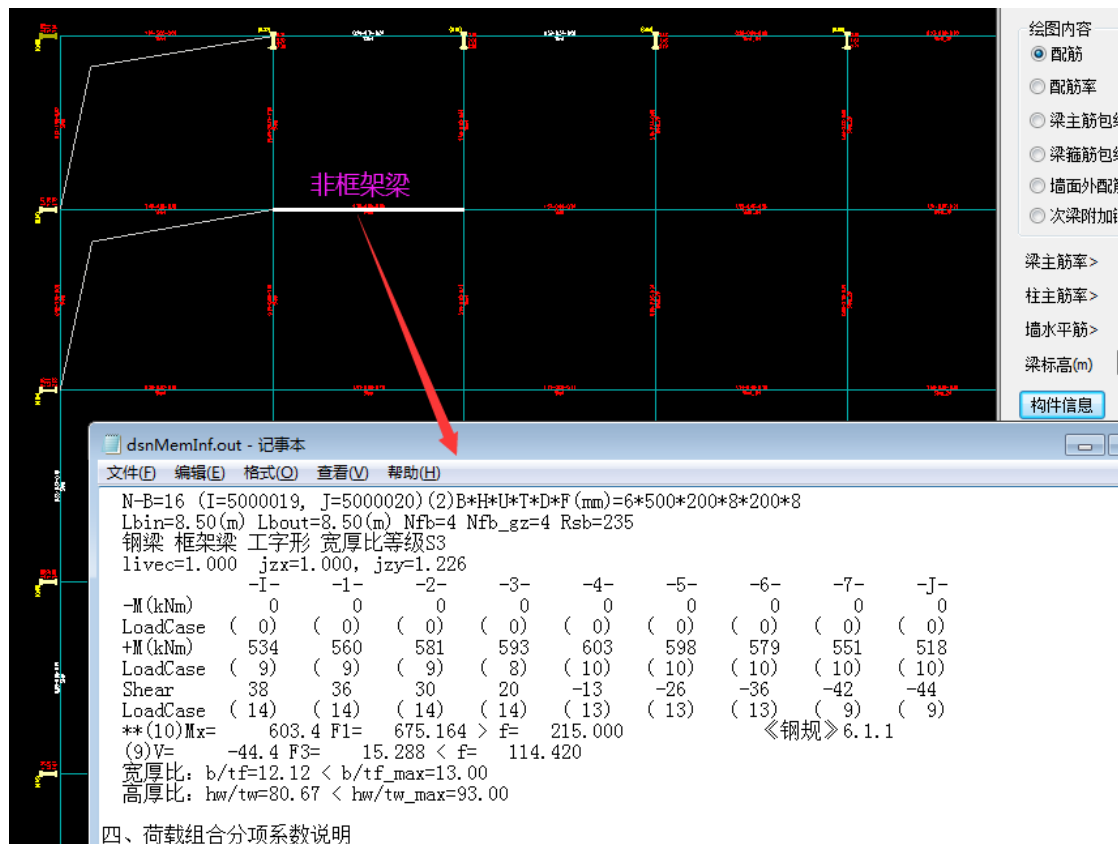
中心支撑截面宽厚比等级 S3

组合梁截面宽厚比等级 S2

按钢规6.2.7验算梁下翼缘稳定



一、软件是如何根据新钢标验算钢梁下翼缘稳定的？



The screenshot displays a software interface for structural analysis. The main window shows a grid of steel beams with a red arrow pointing to a specific beam labeled "非框架梁" (Non-frame beam). A Notepad window titled "dsnMemInf.out - 记事本" is open in the foreground, showing the following text:

```
dsnMemInf.out - 记事本
文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)
N-B=16 (I=5000019, J=5000020) (2)B*H*U*T*D*F (mm)=6*500*200*8*200*8
Lbin=8.50(m) Lbout=8.50(m) Nfb=4 Nfb_gz=4 Rsb=235
钢梁 框架梁 工字形 宽厚比等级S3
livec=1.000 jzx=1.000, jzy=1.226
-M (kNm)      -I-      -1-      -2-      -3-      -4-      -5-      -6-      -7-      -J-
              0         0         0         0         0         0         0         0         0
LoadCase ( 0) ( 0) ( 0) ( 0) ( 0) ( 0) ( 0) ( 0) ( 0) ( 0)
+M (kNm)      534      560      581      593      603      598      579      551      518
LoadCase ( 9) ( 9) ( 9) ( 8) (10) (10) (10) (10) (10) (10)
Shear         38       36       30       20      -13      -26      -36      -42      -44
LoadCase (14) (14) (14) (14) (13) (13) (13) ( 9) ( 9)
**(10)Mx=     603.4 F1=    675.164 > f=    215.000    《钢规》6.1.1
(9)V=        -44.4 F3=     15.288 < f=    114.420
宽厚比: b/tf=12.12 < b/tf_max=13.00
高厚比: hw/tw=80.67 < hw/tw_max=93.00
```

四、荷载组合分项系数说明



一、软件是如何根据新钢标验算钢梁下翼缘稳定的？

N-B=1 (I=5000001, J=5000002) (2)B*H*U*T*D*F (mm)=6*500*200*8*200*8

Lbin=8.15(m) Lbout=8.15(m) Nfb=4 Nfb_gz=4 Rsb=235

钢梁 框架梁 工字形 宽厚比等级S3

livec=1.000 jzx=1.000, jzy=1.221

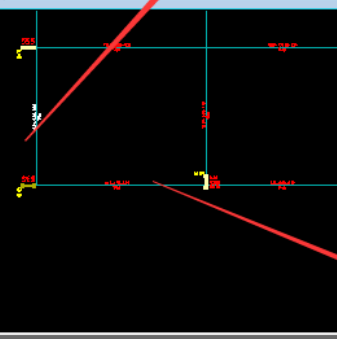
	-1-	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	-7-	-J-
-M (kNm)	-106	-65	-28	0	0	0			
LoadCase	(6)	(18)	(18)	(0)	(0)	(0)			
+M (kNm)	97	101	102	93	71	44			
LoadCase	(25)	(13)	(13)	(13)	(13)	(14)			
Shear	48	46	39	27	-30	-46			
LoadCase	(14)	(14)	(14)	(14)	(13)	(13)			
(13)My=	-151.3	F1= 169.279	< f= 215.000						
(13)Mx=	-151.3	F2= 175.408	< f= 215.000						
(13)V=	-67.3	F3= 23.186	< f= 114.420						

宽厚比: $b/t_f=12.12 < b/t_{f_max}=13.00$

高厚比: $h_w/t_w=80.67 < h_w/t_{w_max}=93.00$

正则化长细比: $\lambda_{n,b}=0.53 > 0.45$ 但是没有验算6.2.7?

四、荷载组合分项系数说明



N-B=17 (I=5000020, J=5000021) (2)B*H*U*T*D*F (mm)=6*500*200*8*200*8

Lbin=7.95(m) Lbout=7.95(m) Nfb=4 Nfb_gz=4 Rsb=235

钢梁 框架梁 工字形 宽厚比等级S3

livec=1.000 jzx=1.000, jzy=1.226

	-1-	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	-7-	-J-
-M (kNm)	0	0	0	-79	-245	-426	-633	-850	-1072
LoadCase	(0)	(0)	(0)	(17)	(13)	(13)	(9)	(9)	(9)
+M (kNm)	518	370	230	90	7	0	0	0	0
LoadCase	(10)	(10)	(14)	(14)	(18)	(0)	(0)	(0)	(0)
Shear	-160	-162	-168	-178	-192	-205	-215	-222	-224
LoadCase	(9)	(9)	(9)	(9)	(9)	(9)	(9)	(9)	(9)
** (9)Mx=	-1071.7	F1= 1199.070	> f= 215.000						《钢规》6.1.1
(9)V=	-224.0	F3= 77.135	< f= 114.420						

宽厚比: $b/t_f=12.12 < b/t_{f_max}=13.00$

高厚比: $h_w/t_w=80.67 < h_w/t_{w_max}=93.00$

正则化长细比: $\lambda_{n,b}=0.36 < 0.45$ 不需要在按6.2.7-1公式验算

N-B=44 (I=5000001, J=5000002)

Lbin=10.55(m) Lbout=10.55(m)

钢梁 框架梁 工字形 宽厚比等级S3

livec=1.000 jzx=1.000, jzy=1.221

	-1-	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	-7-	
-M (kNm)	-793	-286	0	0	0	0	0	-116	
LoadCase	(12)	(12)	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	(11)	
+M (kNm)	0	22	307	501	556	469	266	0	
LoadCase	(0)	(15)	(11)	(11)	(11)	(11)	(12)	(0)	
Shear	428	339	242	139	32	-120	-223	-319	
LoadCase	(12)	(12)	(12)	(12)	(12)	(11)	(11)	(11)	
** (12)Mx=	-792.8	F1= 886.980	> f= 215.000						《钢规》6.1.1
** (12)My=	-792.8	F2= 942.668	> f= 215.000						《钢规》6.2.7
** (12)V=	428.4	F3= 147.508	> f= 114.420						《钢规》6.1.3

宽厚比: $b/t_f=12.12 < b/t_{f_max}=13.00$

高厚比: $h_w/t_w=80.67 < h_w/t_{w_max}=93.00$

正则化长细比: $\lambda_{n,b}=0.58 > 0.45$



一、软件是如何根据新钢标验算钢梁下翼缘稳定的？

2. 正则化长细比不是和0.45比吗，怎么计算书又给出了和0.3比？

```
N-B=4 (I=1000002, J=1000004) (2)B*H*U*T*D*F(mm)=1*200*50*3*50*3 上部砼板 (be*hc1*hc2*tb*bb=1700*150*0*0*0)
Lbin=8.62(m) Lbout=8.62(m) Nfb=3 Nfb_gz=3 Rsb=235
组合梁 工字形 宽厚比等级S2
livec=1.000 stif=25.027
-I-      -1-      -2-      -3-      -4-      -5-      -6-      -7-      -J-
-M(kNm) -109     -27      0        0        0        0        0        -27     -109
LoadCase ( 1)   ( 1)   ( 0)   ( 0)   ( 0)   ( 0)   ( 0)   ( 1)   ( 1)
+M(kNm)  0        0        39       79       92       79       39       0       0
LoadCase ( 0)   ( 0)   ( 1)   ( 1)   ( 1)   ( 1)   ( 1)   ( 0)   ( 0)
Shear    79       71       49       25       -0       -25      -49      -71     -79
LoadCase ( 1)   ( 1)   ( 1)   ( 1)   ( 28)  ( 1)   ( 1)   ( 1)   ( 1)
**(1)M_UpL= -109.5 > Mu= 13.384 <<钢规>>14.2.1
**(1)M_UpR= -109.5 > Mu= 13.384 <<钢规>>14.2.1
**(1)M_Dw= 91.9 > Mu= 26.321 <<钢规>>14.2.1
**(1)V= 79.5 F3= 409.612 > f= 26.709 <<钢规>>10.3.2
宽厚比: b/tf=8.17 < b/tf_max=11.00
**高厚比超限: hw/tw=194.00 > hw/tw_max=72.00 <<钢规>>10.2.2
**正则化长细比超限: λn_b=1.04 > λn_bmax=0.30 <<钢规>>10.4.3
```

10.4.3 当工字钢梁受拉的上翼缘有楼板或刚性铺板与钢梁可靠连接时，形成塑性铰的截面应

满足下列要求之一：

1 根据本标准公式（6.2.7-3）计算的正则化长细比不大于 0.3；

2 布置间距不大于 2 倍梁高的加劲肋；

3 受压下翼缘设置侧向支撑。

10.4.3 钢梁上翼缘有楼板时，不会发生侧向弯扭失稳，但可能发生受压下翼缘的侧向失稳，这是一种畸变屈曲。满足本条第 1 款，畸变屈曲不再会发生，因而无需采取措施，不满足则应采取额外的措施防止下翼缘的侧向屈曲。 [钢标条文说明](#)



一、软件是如何根据新钢标验算钢梁下翼缘稳定的？

朱总《钢结构设计标准和应用》说组合梁完全抗剪连接的时候正则化长细比才和0.3比，YJK是怎么考虑的？

2) “有楼板或刚性铺板”，可理解为上翼缘有现浇钢筋混凝土楼板，或装配整体式钢筋混凝土楼板等。

3) “楼板或刚性铺板与钢梁可靠连接”，可理解为楼板与钢梁的连接符合第 14.3.4 条的完全抗剪连接要求。

4) 当 $\lambda_{n,b} \leq 0.3$ 时，可避免发生畸变屈曲，无需采取其他措施。

The screenshot displays the YJK software interface with several windows open. The top menu bar includes options like '前处理及计算', '设计结果', '弹性时程分析(新)', '弹性时程分析', '直接积分法时程', '楼板及设备振动', '预应力', '工具箱', '工程校审', and '砌体'. A toolbar below the menu contains various icons for different design elements and actions.

The main workspace shows a structural model with vertical dimensions and labels for 'ZHL-be: 3200 hcl: 20'. Below the model, there are two '记事本' (Notepad) windows displaying calculation results:

Notepad 1 (dsnMemInf.out - 记事本):

```
(8) V= 48.8 F3= 16.796 < f= 114.420
**宽厚比超限: b/tf=12.12 > b/tf_max=11.00 <<钢规>>10.2.2
**高厚比超限: hw/tw=80.67 > hw/tw_max=72.00 <<钢规>>10.2.2
**正则化长细比超限: λn,b=0.55 > λn,bmax=0.30 <<钢规>>10.4.3
```

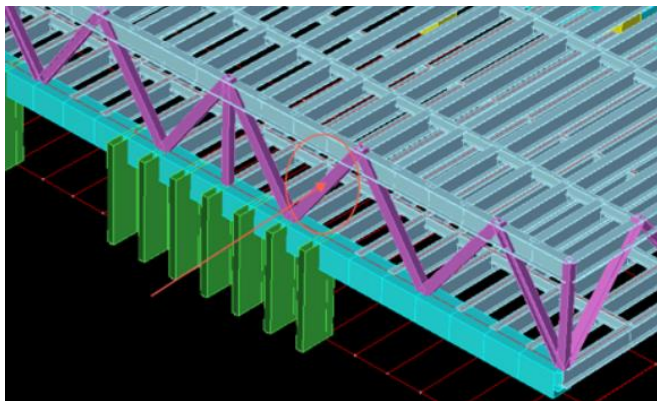
Notepad 2 (dsnMemInf.out - 记事本):

```
(7) V= -58.5 F3= 20.151 < f= 114.420
**宽厚比超限: b/tf=12.12 > b/tf_max=11.00 <<钢规>>10.2.2
**高厚比超限: hw/tw=80.67 > hw/tw_max=72.00 <<钢规>>10.2.2
**正则化长细比超限: λn,b=0.55 > λn,bmax=0.30 <<钢规>>10.4.3
```

On the left side, there are panels for '特殊梁' (Special Beam) and '抗剪连接验算' (Shear Connection Check). The '抗剪连接验算' panel shows '连接类型: 完全抗剪连接' (Connection Type: Fully Shear Connected) and other parameters like '栓钉型号: 0' and '栓钉排数: 0'.



二、抗规正则化长细比是如何计算的？



N-G=10 (I=7000149, J=6000218)(7)B*H*U*T*D*F(mm)=350*450*34*34*34*34

Cx=1.00 Cy=1.00 Lgx=5.98(m) Lgy=5.98(m) Nfg=4 Nfg_gz=4 Rsc=345

钢支撑 箱形 宽厚比等级S3 两端铰接 中心支撑

livec=1.000 xfc=0.800

(57)Nu= -8326.5 Uc= 0.57

(10)Mx= 0.0 My= -0.0 N= -8569.3 F1= 172.157 < f= 295.000

(67)Mx= 0.0 My= -0.0 N= -8105.7 F2= 200.227 < 1/γ_{RE}*f= 253.064

(67)Mx= 0.0 My= -0.0 N= -8105.7 F3= 217.746 < 1/γ_{RE}*f= 245.122

长细比: Rmdx=36.3 Rmdy=44.6 Rmd_max=99.0

宽厚比: b/tf=8.29 < b/tf_max=35.03

高厚比: hw/tw=11.24 < hw/tw_max=35.03

抗剪承载力: CB_XF= 2656.13 CB_YF= 0.00

f除以承载力抗震调整系数后
值还更小，为什么？

8.2.6 中心支撑框架构件的抗震承载力验算，应符合下列规定：

1 支撑斜杆的受压承载力应按下式验算：

$$N/(\varphi A_{br}) \leq \psi f / \gamma_{RE} \quad (8.2.6-1)$$

$$\psi = 1 / (1 + 0.35 \lambda_n) \quad (8.2.6-2)$$

$$\lambda_n = (\lambda / \pi) \sqrt{f_{ay} / E} \quad (8.2.6-3)$$

式中：N——支撑斜杆的轴力设计值；

A_{br} ——支撑斜杆的截面面积；

φ ——轴心受压构件的稳定系数；

ψ ——受循环荷载时的强度降低系数；

λ 、 λ_n ——支撑斜杆的长细比和正则化长细比；

E——支撑斜杆钢材的弹性模量；

f、 f_{ay} ——分别为钢材强度设计值和屈服强度；

γ_{RE} ——支撑稳定破坏承载力抗震调整系数。

考虑了 ψ 导致，执行了抗震规范 8.2.6-1 公式。

根据《钢规》表 4.4.1，Q345 屈服强度 $f_{ay}=335$

抗压强度 $f=295$ 弹性模量 $E=206000$

根据《抗规》8.2.6 条第 1 款

正则化长细比: Rmd_x, Rmd_y, Rmd_{max} 分别为 X, Y 向的长细比、容许长细比

$$\lambda_{n1} = 36.3 / \pi * \sqrt{335 / 206000} = 0.466$$

$$\lambda_{n2} = 44.6 / \pi * \sqrt{335 / 206000} = 0.57$$

循环荷载时强度降低系数：

$$\psi_1 = 1 / (1 + 0.35 * 0.466) = 0.86$$

$$\psi_2 = 1 / (1 + 0.35 * 0.57) = 0.833$$

$$\psi * f / \gamma_{RE} = 0.86 * 295 / 1.0 = 253.7$$

$$\psi * f / \gamma_{RE} = 0.833 * 295 / 1.0 = 245.73$$

与程序计算结果是一致的。



三、如何判断钢结构是不是需要验算P-△效应？

5.1.6 结构内力分析可采用一阶弹性分析、二阶弹性分析或直接分析，应根据下列公式计算的最大二阶效应系数 $\theta_{i,\max}^{\text{II}}$ 选用适当的结构分析方法。当 $\theta_{i,\max}^{\text{II}} \leq 0.1$ 时，可采用一阶弹性分析；当 $0.1 < \theta_{i,\max}^{\text{II}} \leq 0.25$ 时，宜采用二阶弹性分析或采用直接分析；当 $\theta_{i,\max}^{\text{II}} > 0.25$ 时，宜增大结构的侧移刚度。

1 规则框架结构的二阶效应系数可按下式计算：

$$\theta_i^{\text{II}} = \frac{\sum N_{ki} \cdot \Delta u_i}{\sum H_{ki} \cdot h_i} \quad (5.1.6-1)$$

式中： $\sum N_{ki}$ ——所计算 i 楼层各柱轴心压力标准值之和（N）；

$\sum H_{ki}$ ——产生层间侧移 Δu 的计算楼层及以上各层的水平力标准值之和（N）；

h_i ——所计算 i 楼层的层高（mm）；

Δu_i —— $\sum H_{ki}$ 作用下按一阶弹性分析求得的计算楼层的层间侧移（mm）。

2 一般结构的二阶效应系数可按下式计算：

$$\theta_i^{\text{II}} = \frac{1}{\eta_{\text{cr}}} \quad (5.1.6-2)$$

式中： η_{cr} ——整体结构最低阶弹性临界荷载与荷载设计值的比值。

3) 本条是对结构分析方法的选择进行了原则规定，对于二阶效应明显的有侧移框架，应采用二阶弹性分析方法。当最大二阶效应系数 $\theta_{i,\max}^{\text{II}} > 0.25$ 时，设计时需要调整结构布置或采用更细致的分析方法。

4) 根据抗侧力构件在水平力作用下的变形形态，钢结构可分为剪切型（框架结构）、弯曲型（如高跨比大于6的支撑结构）和弯剪型。本条的重点是根据钢结构的变形形态确定二阶效应系数：

(1) 对于剪切型钢结构（如钢框架结构），二阶效应系数应采用公式（5.1.6-1）计算（基于一阶弹性计算方法的计算结果）；

(2) 对于弯曲型和弯剪型钢结构（如钢框架支撑结构等），二阶效应系数应采用公式（5.1.6-2）计算（基于一阶弹性计算方法得出的计算结果）；

(3) 钢结构的二阶效应系数计算，强调整体屈曲模态，从而排除一些最薄弱构件的屈曲模态对整体结构屈曲模态的干扰。

5) 本条规定就是要确定结构设计计算的方法（注意本条只是对钢结构设计方法的判别，不涉及结构二阶效应的计算），路径是根据二阶效应系数的大小去判别。

(1) 二阶效应系数计算中（5.1.6-1）， $\sum H_{ki}$ 采用作用的标准值，与 Δu_i 相协调，抗震设计时，可取小震作用相对应的弹性层间位移；

(2) $\sum N_i$ 采用柱轴向压力设计值，与《高钢规》的规定不一样，但计算的二阶效应系数 θ_i^{II} 数值更大，可理解为《钢标》对二阶效应计算方法（注意，只是对计算方法）的要求比《高钢规》更严。

6) “一阶弹性分析”，适用于规则和较为规则的结构，更多详细分析见第5.3节。

7) “二阶P-△弹性分析”，适用于较为复杂的结构，更多详细分析见第5.4节。

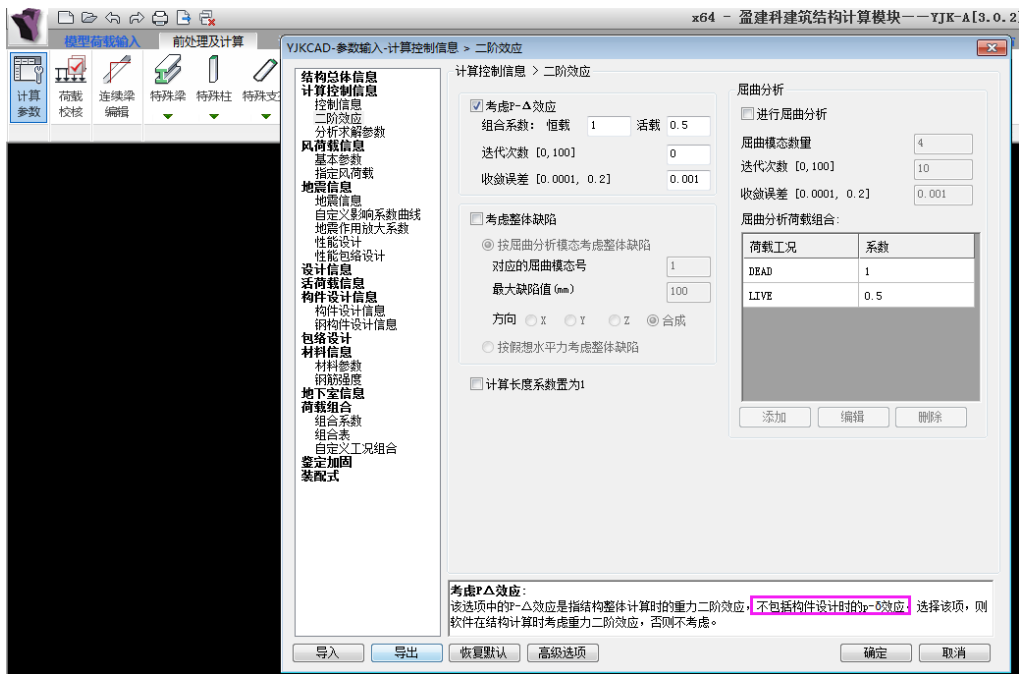
8) “直接分析”，适用于复杂结构（可用于所有各类结构），更多详细分析见第5.5节。

摘自朱炳寅《钢结构标准理解与应用》 51



三、如何判断钢结构是不是需要验算P- Δ 效应？

1. 对于钢框架结构，软件在 wmass.out 中输出二阶效应系数，供用户判断是否需要考虑重力二阶效应。操作方法如下，先勾选考虑P- Δ 效应，然后根据计算书中二阶效应系数与0.1和0.25的关系；



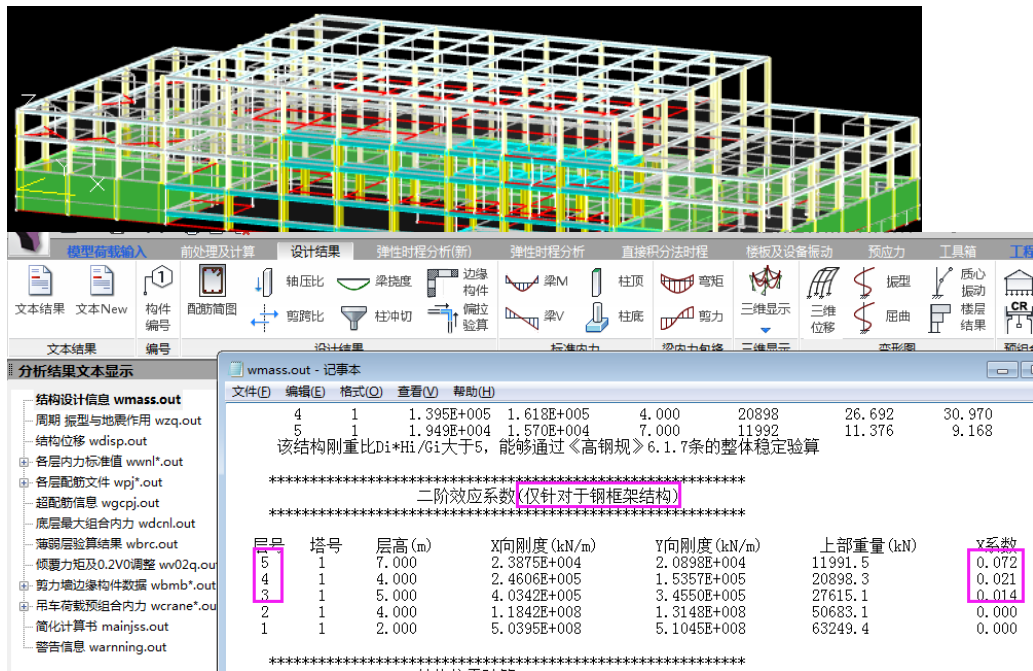
考虑P Δ 效应:

该选项中的P- Δ 效应是指结构整体计算时的重力二阶效应，不包括构件设计时的p- δ 效应。选择该项，则软件在结构计算时考虑重力二阶效应，否则不考虑。



三、如何判断钢结构是不是需要验算P- Δ 效应？

举个例子，普通钢框架结构，可以直接查看wmass中的结果，进行判断是否需要计入P- Δ 效应；



分析结果文本显示

结构设计信息 wmass.out

周期 振型与地震作用 wzq.out

结构位移 wdisp.out

各层内力标准值 wwnl*.out

各层配筋文件 wpj*.out

超配筋信息 wgcpi.out

楼层最大组合内力 wdcnl.out

薄弱层验算结果 wbrcl.out

倾覆力矩及0.2V0调整 wv02q.out

剪力墙边缘构件数据 wbmb*.out

吊车荷载组合内力 wcrane*.out

简化计算书 mainjs.out

警告信息 warning.out

wmass.out - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

```
4 1 1.395E+005 1.618E+005 4.000 20898 26.692 30.970
5 1 1.949E+004 1.570E+004 7.000 11992 11.376 9.168
该结构刚重比Di*Hi/Gi大于5，能够通过《高钢规》6.1.7条的整体稳定验算
*****
二阶效应系数(仅针对于钢框架结构)
*****
```

层号	塔号	层高(m)	X向刚度(kN/m)	Y向刚度(kN/m)	上部重量(kN)	γ 系数
5	1	7.000	2.3875E+004	2.0898E+004	11991.5	0.072
4	1	4.000	2.4606E+005	1.5357E+005	20898.3	0.021
3	1	5.000	4.0342E+005	3.4550E+005	27615.1	0.014
2	1	4.000	1.1842E+008	1.3148E+008	50683.1	0.000
1	1	2.000	5.0395E+008	5.1045E+008	63249.4	0.000



三、如何判断钢结构是不是需要验算P- Δ 效应？

2. 对于其他类型，用户需要进行屈曲分析，并取第 1 阶屈曲因子计算二阶效应系数（按钢标 5.1.6-2 的公式，可取 η_{cr} =第 1 阶屈曲因子的倒数）。

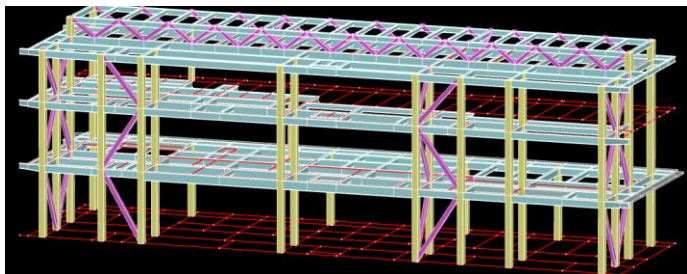
举个例子，钢框架中心支撑结构验算是否需要计入 P- Δ 效应，需要勾选“进行屈曲分析”，结果到 wmass 查看。这时勾选“考虑 P- Δ 效应”也不会有二阶效应系数输出。



```
*****
                          屈曲分析
*****
```

屈曲模态号	屈曲因子	二阶效应系数=1/42.54 \approx 0.025
1	42.540	
2	46.617	
3	63.955	
4	73.738	

```
-----
```



三、如何判断钢结构是不是需要验算P- Δ 效应？

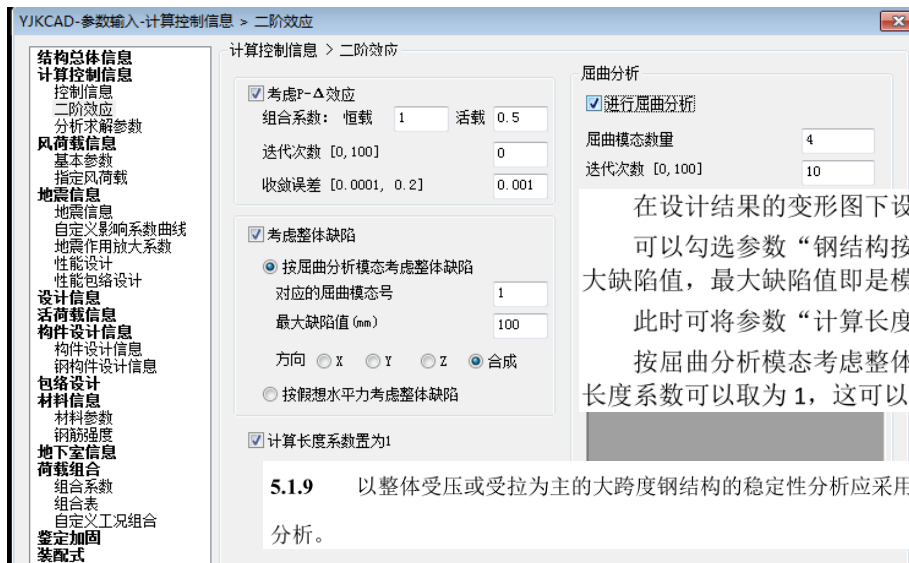
如果需要计入P- Δ 效应注意：

当 $0.1 < \theta_{i,max}^{II} \leq 0.25$ 时，宜采用二阶弹性分析或采用直接分析

第 5.1.7 条，二阶弹性分析和直接分析应合理考虑初始几何缺陷和残余应力的影响。

第 5.2.1 条，结构整体初始几何缺陷模式可按最低阶整体屈曲模态采用。框架结构整体初始几何缺陷代表值的最大值 Δ_0 可取为 $H/250$ ，H 为框架总高度。

第 5.4.1 条，采用仅考虑 P- Δ 效应的二阶弹性分析时，应按本规范第 5.2.1 条考虑结构的整体初始缺陷，计算构件稳定承载力时，构件计算长度系数可取 1.0 或其它认可的值。根据规范要求程序提供二阶弹性分析考虑整体缺陷的参数设置界面如下：



在设计结果的变形图下设置了菜单“屈曲动画”，可以查看各个模态下的屈曲变形动画。可以勾选参数“钢结构按屈曲分析模态考虑整体缺陷”，并填写相应的屈曲模态号和最大缺陷值，最大缺陷值即是模态的最大变形值。

此时可将参数“计算长度系数置为1”勾选。软件默认勾选。

按屈曲分析模态考虑整体缺陷计算后，各荷载工况的内力将明显增加，但是杆件的计算长度系数可以取为 1，这可以减少很多超限现象。

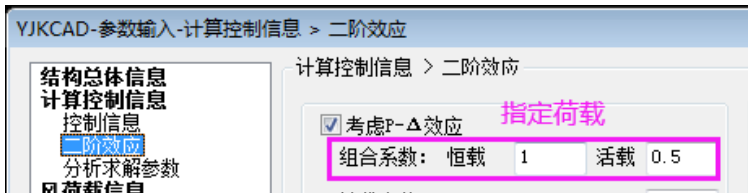


三、如何判断钢结构是不是需要验算P- Δ 效应？

另需要注意：

1. YJK关于P- Δ 效应的计算原则：

YJK 采用调整刚度的方法考虑 P- Δ 效应，压力减小刚度，拉力增大刚度。用户勾选“考虑 P- Δ 效应”后，要指定调整刚度用的荷载（一般是重力荷载代表值），程序先计算用户指定荷载下的构件内力，然后根据轴力调整构件刚度，最后使用调整后的刚度进行后续弹性分析。软件使用刚度折减后计算的位移和折减前刚度反算构件内力，这个内力包含了整体的 P- Δ 效应。



2. 是否考虑 P- Δ 效应对计算结果有影响，但影响不应太大。
3. 考虑 P- Δ 效应的模型自振周期比普通模型大，并且风载、地震作用下的水平位移均有一定程度的增大（5%以内），说明结构整体刚度有所减弱。
4. 设计完善的建筑不应有明显的 P- Δ 效应，如果考虑 P- Δ 效应前后，结构在同一个侧向荷载工况的位移相差超过 5%，则基本可以判定结构刚度过柔，建议考虑重新设计。





盈建科软件
YJK Building Software

谢 谢！

YJK祝您2021春节愉快，阖家欢乐！